técnica

398

associação dos estudantes do instituto superior técnico

maio 1970

revista de engenharia

VARÕES DE AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA PARA BETÃO ARMADO TIPO A. 40 («Heliaço» e «SNT 40»)

TENSÕES DE SEGURANÇA

Ra = 2400 kg/cm²
e
Ra = 4000 kg/cm² (SISMOS)

Literatura e Tabelas de Cálculo fornecidas gratuitamente

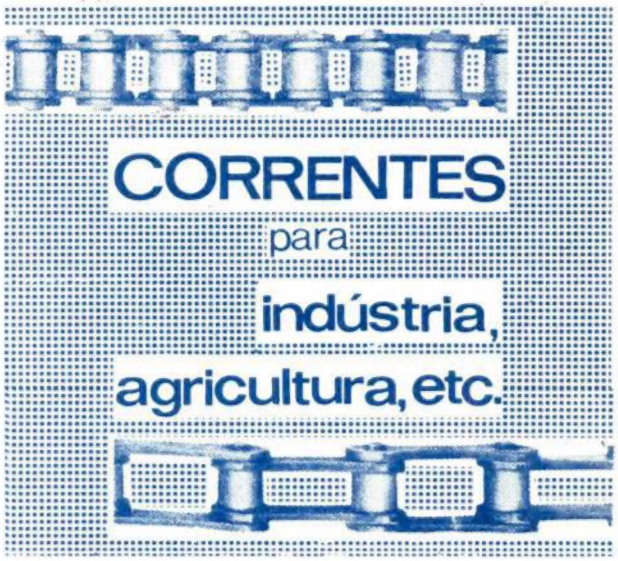
HELIAÇO, LDA.

R. DE S. JULIÃO, 41, 4.º D. — LISBOA

Tel.: 36 78 17 - 32 37 06 - 36 94 77

REGINA-EXTRA

REX-REGINA



AUTO ~ LUSITANIA

ALFREDO DUARTE, L.da

AVENIDA DA LIBERDADE, 73-77
LISBOA

UNIÃO ELÉCTRICA PORTUGUESA

S. A. R. L.

SEDE

Rua de Alexandre Herculano, 244 — PORTO

TELEFONES: 2 76 76/9 e 2 18 38

DELEGAÇÃO

Rua Rosa Araújo, 35 — LISBOA

TELEFONES: 53 11 81/7 e 53 33 33

•

ELECTRICIDADE DO LINDOSO

•

A UNIÃO ELÉCTRICA PORTUGUESA, S. A. R. L. distribui, pela mais extensa rede de alta tensão em Portugal, (cerca de 3 500 km) energia eléctrica em 70 concelhos, nos distritos de VIANA DO CASTELO, BRAGA, PORTO, AVEIRO, COIMBRA, VISEU, LEIRIA, SETÚBAL e ÉVORA.

CIMENTO SECIL

Fábrica:

Outão — Setúbal

Telef. 228824/5

Escritório:

R. do Comércio, 56-3.º

LISBOA 2

Telef. 328201/2/3

BIBLIOTECA DO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA MECÂNICA LISBOA

OFERTA

técnica

NÚMERO 398 MAIO DE 1970 ANO XLV VOLUME XXXII PUBLICAÇÃO MENSAL

Director

João Soares Alves

Administrador

Silvério de Sousa Mendes

Secretário

Rui Coutinho Torrinha

Chefe de Redacção

Vladimiro de Oliveira

Redactores

Alvaro Manuel Cortez
Francisco Toco Emílio
Henrique Nunes Garcia
Maria Manuela Mota

Assinaturas

		5 Nos.	10 Nos.
Continente e Ilhas	—	85$00	160$00
Ultramar, Brasil e Espanha	—	95$00	170$00
Estrangeiro	—		180$00

Número avulso — 25$00

Não se publica em Agosto e Setembro.

Os artigos assinados são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Composto e impresso na Tipografia Jorge Fernandes, Lda. — Rua da Cruz dos Poiais 108 — Lisboa

SUMÁRIO

ARTUR RAVARA

383 **Estabilidade aerodinâmica de chaminés, torres e antenas.**

Wind design of stocks, towers and gruyede mats.

397 *LAGINHA SERAFIM, CALDEIRA RODRIGUES, PORTELA DOS SANTOS E MÁRIO MILHO* — **O método de ajustamento completo para o cálculo de barragens abóbada.**

Complet adjusttment method for analysing arch dams.

413 *DUARTE SILVA E MARÇAL GRILO* — **Deformação plástica de um disco de espessura uniforme em movimento de rotação.**

Plastic deformation of a rotaring disc of uniform thickness.

417 *DUARTE-RAMOS* — **Método de cálculo de redes eléctricas por redução de valores a uma base arbitrária.**

The per unit methodin electrical networks calculation

427 **Vida Escolar e Associativa**

Luís Fernando Monteiro — Autómatos Finitos.

412 **Do mundo técnico**

Uma nova miniatura de contactor para os quadros de circuitos impressos — Circuitos temporisadores 220 V sem transformador — Filtros de cristal monolíticos.

437 **Bibliografia**

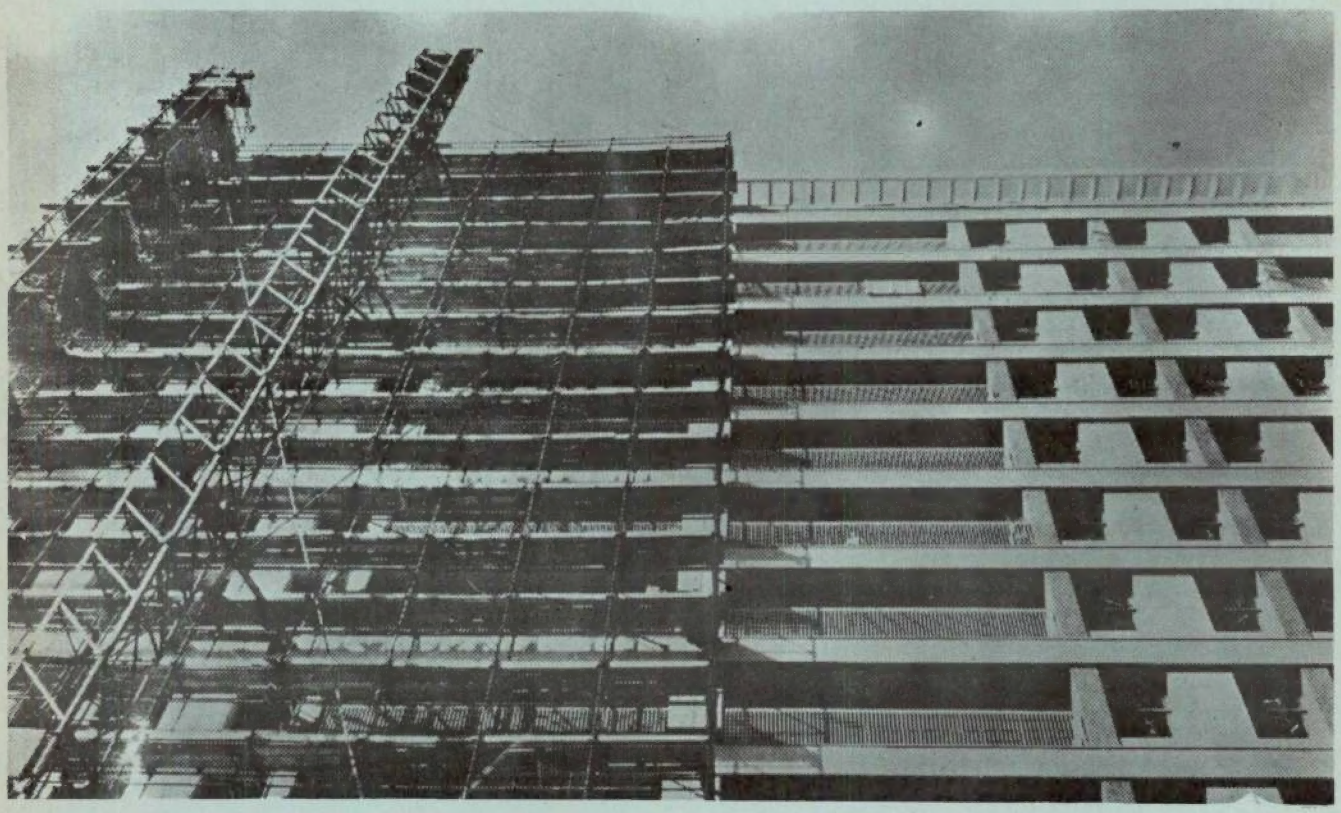
CAPA: Pórtico para substituição de via — C.P.

ÍNDICE ALFABÉTICO DOS ANUNCIANTES

	Pág.
A. Johnson & Co (Portugal), Ltd.	XXIX
Aguiar & Melo	XXXII
Auto-Lusitânia	2.ª da capa
Atlas-Copco	XV
Centro Técnico Hospitalar	XXXIII
Cimento Secil	2.ª da capa
Companhia de Cimentos Brancos	VI
Construções Técnicas	XVII
Construções Schréder	XX
Electrotécnicos Reunidos	XII
Electro-Arco, Lda.	II
Empresa de Cimentos de Leiria	V
Empresa Electro Cerâmica	XXVIII
Empresa de Produtos Asfálticos	X
Empresa de Sondagens e Fundações Teixeira Duarte, Lda.	3.ª da capa
Empresa Técnica de Equipamentos Eléctricos	XI
Empresa Ultramarina de Sondagens e Fundações	XVI
Engil	XXXI
Fanafel	XVI
Fundações Franki, Lda.	I
Guedes & Almeida, Lda.	VIII e XXVII
Harker Sumner	XXVI
Heliaço	2.ª da capa
Jayme da Costa, Lda.	XIX
Johann Keller	IV
J. F. Azevedo e Silva	VII
J. Roma	IV
Kristeller & Lichtenstein, Lda.	XXV
Livros Técnicos	IV e XXXIV
MAGUE	XIII
Mendes de Almeida, S. A. R. L.	XXI
Mobil Oil	XVIII
Novobra, Lda.	XXV
Romar	XXIV
Rotring	XXX
S. K. F. Lda.	XXII
Setal	XXV
Siemens	4.ª da capa
Sociedade Portuguesa Cavan	VI
Sondagens e Fundações A. Cavaco	II
Sondagens Ródio, Lda.	XXVIII
Sopecate	II
SEPSA	XIV
Standard Eléctrica	IX
Soc. Ind. Metalúrgica	XXVIII
Tudor	XXIII
União Eléctrica Portuguesa	2.ª da capa
Verlinde	XXVII
Wild Portugal, Lda.	III

espiral

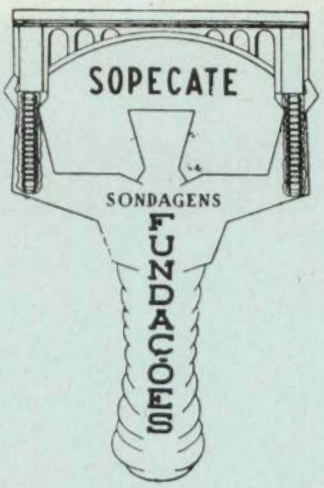
na base da construção moderna: estacas FRANKI, moldadas no solo.



A elevada gama de diâmetros das estacas Franki permite a melhor adaptação a cada problema concreto de fundações, desde a construção mais ligeira até à de grande concentração de cargas muito elevadas. Material permanentemente actualizado e pessoal com especialização constantemente aprofundada garantem a segurança, rapidez e economia das fundações executadas.

FRANKI

Consulte-nos: FUNDAÇÕES FRANKI, LDA. — PORTUGAL



sopecate

sondagens - fundações

ESCRITÓRIO: RUA DO ARSENAL 146 2.º TELEFONES 3 40 10 - 32 02 08 LISBOA

• ESTUDOS, PESQUISAS E CAPTAÇÕES DE ÁGUA

• SONDAGENS

• REBAIXAMENTO DE NÍVEIS AQUÍFEROS

• FUNDAÇÕES

SONDAGENS E FUNDAÇÕES A. CAVACO, LDA.

R. RODRIGO DA FONSECA, 62, R/C ESQ. — LISBOA - 1

- TELEF. 56 11 71/72/73

ELECTRO-ARCO, L.DA

ELÉCTRODOS ✦ POSTOS ✦ ACESSÓRIOS

PARA A SOLDADURA ELÉCTRICA

*

MATERIAL APROVADO PELOS

LLOYD'S REGISTER OF SHIPPING
BUREAU VERITAS
GERMANISCHER LLOYD

—

LISBOA
Rua Silva Carvalho, 239
Tels. 68 36 49 - 68 48 93

FÁBRICA E LABORATÓRIOS
Venda Nova — Amadora
Tels. 97 06 13 - 97 17 33

PORTO
Rua do Bolhão, 216
Tel. 2 12 77 - 39 44 73

Temos apenas uma qualidade:
Primeira.
WILD
HEERBRUGG
SWISS
Os estojos de desenho WILD são confeccionados de aço crómio polido inoxidável.
Isto significa precisão, mesmo após uso de longos anos.
Um exemplo da mais alta perfeição: O traçado direito e preciso do compasso WILD. O mesmo possibilita um trabalho seguro. A posição do ângulo pode ser fixada com rapidez e segurança sem a mínima folga nas pernas do compasso.
A aplicação de materiais sòmente da melhor qualidade e o máximo cuidado no acabamento, justificam a reputação mundial de primeira qualidade, Made in Heerbrugg.
WILD
HEERBRUGG
Aparelhos para Fotogrametria
Aparelhos topográficos
Microscópios

Dimensionamento de Secções de Betão Armado em Relação à Rotura

Matérias

— Flexão simples de secções rectangulares simplesmente armadas
— Flexão simples de secções rectangulares duplamente armadas
a) com armadura de compressão reduzida
b) com armadura de tracção reduzida
— Flexão simples de secções T duplamente armadas
— Flexão simples de secções T duplamente armadas
— Compressão simples
— Flexão composta de secções rectangulares
a) com armadura simétrica
b) com armadura de tracção reduzida
c) com armadura de compressão reduzida
— Flexão composta desviada de secções rectangulares
— Flexão composta de secções em T
a) com armadura de tracção reduzida
b) comarmadura de compressão reduzida
— Flexão simples e flexão composta de secções circulares cheias
— Flexão simples e flexão composta de secções circulares ocas
— Esforço transverso

Preço 150$00

Dimensionamento de Secções Circulares de Betão Armado em Relação à Rotura

Matérias

— Flexão simples e flexão composta de secções circulares cheias
— Flexão simples e flexão composta de secções circulares ocas

Preço 60$00

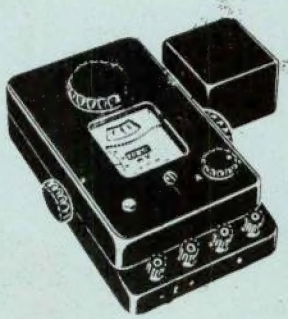
Por J. M. MADEIRA COSTA

ENG.º CIVIL

À venda na TÉCNICA e nas LIVRARIAS

• SOLDADURA ELÉCTRICA

• MATERIAL DE PROTECÇÃO



Aparelhagem de medidas eléctricas

+ indicadora
+ reguladora
+ registadora

J. ROMA, L.DA

P. da Figueira, 12, 1.º LISBOA Tel. 865151

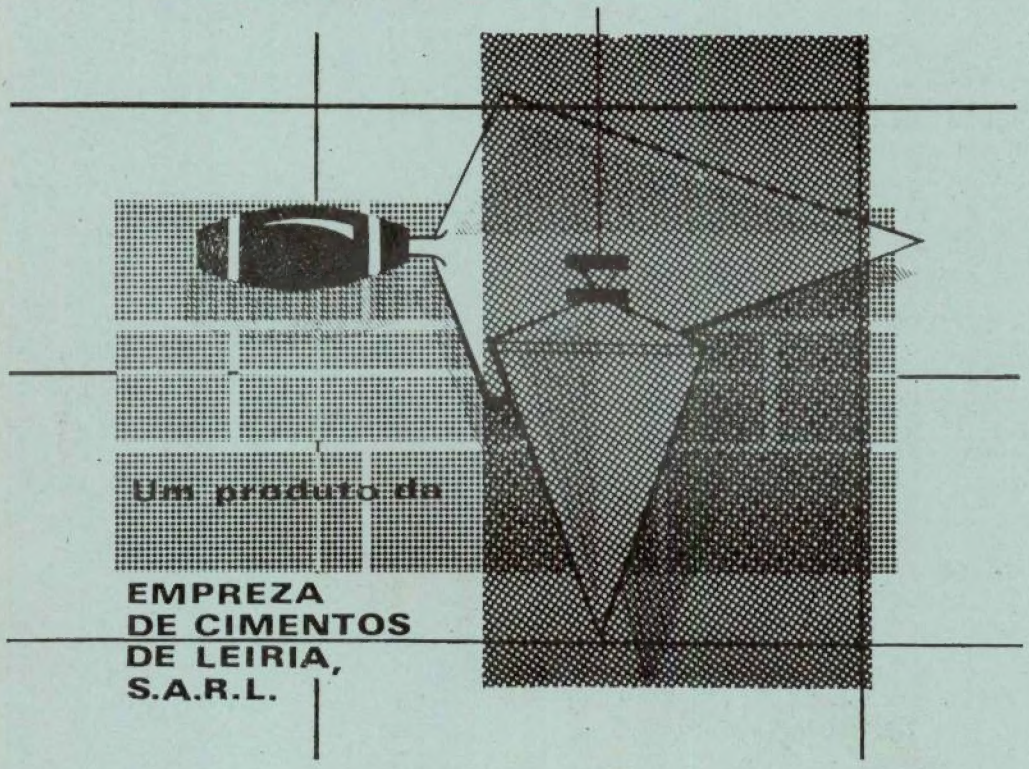
P. do Município, 309-6.º S. 3 PORTO Tel. 0236732

CONTRA A HUMIDADE

CIMENTO

LIZ-N

HIDROFUGADO



O EMPREGO DO CIMENTO BRANCO...

permite acabamentos mais perfeitos, mais duradouros e muito mais económicos

Estude a vantagem do emprego do

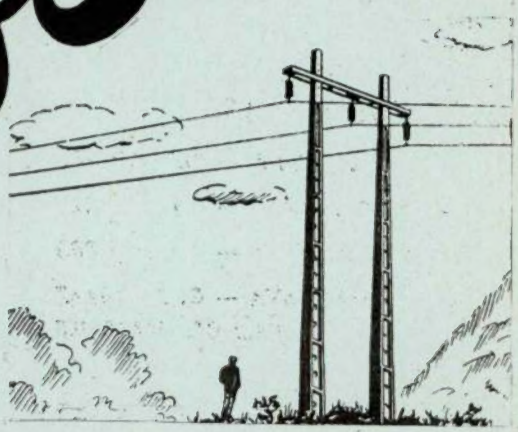
CIMENTO BRANCO LUSO

Consulte os distribuidores gerais

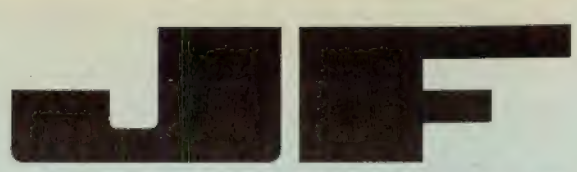
No Sul: **SCIAL** — T. do Corpo Santo, 15 — Telef. 32 73 77 — Lisboa
No Norte: **SCIAL** — R. do Bonjardim, 205 — Telef. 2 5779 — Porto

POSTES DE BETÃO PARA LINHAS ELÉCTRICAS
MOSAICOS E AZULEJOS
COLUNAS PARA ILUMINAÇÃO PÚBLICA
MANILHAS PARA ESGOTOS

SOCIEDADE PORTUGUESA
Carvam



RUA D. ESTEFÂNIA, 94-A-LISBOA-1-TELEF. 47812-50129



TEVE A HONRA DE COLABORAR NO
MAIOR E MAIS COMPLEXO EMPREENDIMENTO
ATE HOJE EXECUTADO EM PORTUGAL

REFINARIA DA SACOR NO PORTO

Impar

Executando em cooperação com a SELF de Paris todas as Instalações Eléctricas da refinaria pròpriamente dita - ON SITE - tendo fornecido cerca de 225.000 homens-hora de trabalho especializado.

J. F. DE AZEVEDO E SILVA & C.ª, L.DA
Rua S. Francisco de Sales, 2 1.º andar, Tel. 654165 — Lisboa

WABCO

WESTINGHOUSE
AIR BRAKE COMPANY

Construction Equipment Division
Peoria (Illinois) 61601

MOTO-SCRAPERS AUTO-CARREGADORES

CAPACIDADE DE 11, 21 E 31 JARDAS CÚBICAS

NÃO NECESSITA DE TRACTOR PARA EMPURRE!
UMA SÓ MÁQUINA... UM SÓ OPERADOR...

Escarifica... Carrega... Transporta... Descarrega... Em terrenos de toda a natureza!

DISTRIBUIDOR EXCLUSIVO

GUEDES & ALMEIDA LDA.

Rua Áurea, 181-2.º — LISBOA-2 — TELEFS. 32 50 80 e 32 78 45

A STANDARD ELÉCTRICA PROJECTA-SE NO MUNDO

Na vanguarda da indústria das Telecomunicações e Electrónica, a Standard Electrica, dimensionada ao âmbito mundial, ocupa uma prestigiosa posição nos mercados estrangeiros. A eficiência de uma administração actualizada, a capacidade técnica dos seus engenheiros e o profissionalismo com que todos os empregados encaram as suas responsabilidades, são valores reais e positivos que, de maneira decisiva, contribuem para o engrandecimento da Standard Eléctrica e da indústria nacional. Associada da International Telephone and Telegraph Corporation, um conjunto mundial com cerca de 200 fábricas localizadas em mais de 60 paises, a Standard Eléctrica fabrica numerosos produtos, desde os minúsculos transistores e circuitos integrados às grandes centrais telefónicas de serviço público, que são exportados para mais de 30 paises entre os quais se destacam: Inglaterra, França, Alemanha, Espanha, Suécia, Africa do Sul, Brasil e Estados Unidos da América do Norte.

Standard Eléctrica

ITT

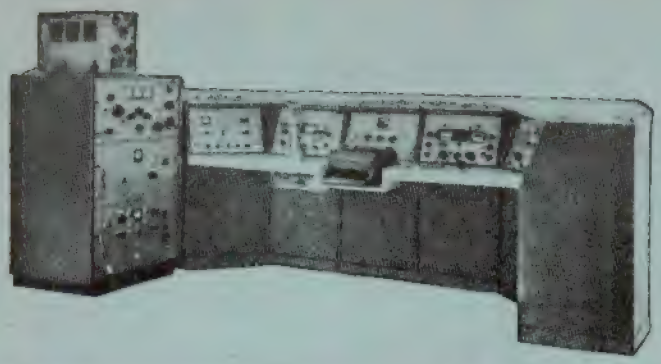
TG

PARA COLAGEM DE TACOS DE MADEIRA USE:

Também próprio para:
impermeabilizar terrenos,
paredes, fundações, etc.

FÁBRICA EM SACAVÉM

RUA FILIPE FOLQUE-10 1º— LISBOA
TELEF. 53 01 56 —TELEG. EPALDA-LISBOA



Comunicações

equipamentos
e sistemas completos

- Cuidadosamente projectados
- Amplamente experimentados
- Completamente integrados

THE TECHNICAL MATERIEL CORPORATION

HEWLETT hp PACKARD

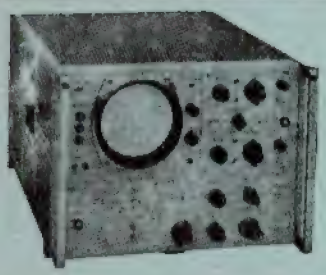
aparelhagem electrónica de medida e registo

Osciloscópios, Oscilógrafos, Voltímetros electrónicos, Geradores de sinal, Contadores electrónicos, Registadores digitais, Fontes de alimentação

Registador digital Dymec

Registador Sanborn

Osciloscópio HP



Contador Electrónico HP

TELECTRA EMPRESA TECNICA DE EQUIPAMENTOS ELECTRICOS, S.A.R.L.

CONTROLE INDUSTRIAL

Mas com aparelhagem de Controle Industrial que dá informações precisas sobre as condições do processo em curso e corrige automàticamente os desvios às condições ideais.

O industrial português conquistará o seu lugar no Mercado Mundial se não esquecer que a luta com a concorrência começa a ser ganha durante a produção.

A realização do controle durante o processo, além de dar ao industrial garantias de boa produção, dá ao Comprador a certeza da boa qualidade dos produtos que compra.

FISHER Controls · CROUZET · TAYLOR · SAUTER · ENRAF

ELECTROTÉCNICOS REUNIDOS, LDA.
AV. DUQUE D'AVILA, 66, 3.º TELEF 41161/5

técnica

NÚMERO 398 MAIO DE 1970 ANO XLVI VOLUME XXXII PUBLICAÇÃO MENSAL

C. D. U. 624.97 : 624.042.8
624.027.1 : 624.042.8
624.042.8

ESTABILIDADE AERODINÂMICA DE CHAMINÉS, TORRES E ANTENAS

por ARTUR RAVARA
Engenheiro Civil.
Especialista do Serviço de Edifícios e Pontes, Chefe da Divisão de Dinâmica Aplicada, do LNEC.

RESUMO

Este artigo constitui, com ligeiras modificações, o capítulo 4 do Curso de Dinâmica de Estruturas, recentemente editado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Referem-se as principais características dinâmicas das estruturas de chaminés, torres e mastros espiados e quantificam-se as solicitações devidas à acção do vento sobre elas. Analisam-se os diversos tipos de comportamento em regime estático e em regime dinâmico, utilizando uma formulação matricial corrente. Descrevem-se os principais aspectos a ter em conta no dimensionamento de espias. Indicam-se finalmente processos para atenuar ou eliminar a formação de turbilhões de Karman.

SYNOPSIS

The present article is based on the 4th chapter of a postgraduate course on Structural Dynamics recently lectured by the author and edited by the Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

The main dynamic characteristics of stacks, towers and guyed masts are indicated. The static and dynamic loads due to wind action are quantified. The structural behaviour under those actions is analysed by means of usual matrix formulation. Typical problems arisen by guy cables are briefly dealt with. Finally practical methods to avoid or to attenuate Karman vortexes are indicated.

1 — GENERALIDADES

A construção de chaminés metálicas e de betão armado de grande altura bem como de torres auto-resistentes ou espiadas (antenas) destinadas a diversos fins e em particular a telecomunicações, obriga a considerar de um modo especial a respectiva estabilidade aerodinâmica.

As principais razões que concorrem para este facto são:

1) As características dinâmicas deste tipo de estruturas:

A frequência própria fundamental é geralmente inferior a 1 Hz e o amortecimento relativo η não vai além de cerca de 3%, podendo indicar-se como valores de referência:

— estruturas de aço soldado não revestido: $\eta = 0{,}2$ a $0{,}5$ %

— estruturas de aço rebitado ou aparafusado: $\eta = 1{,}0$ a $1{,}5$ %

— chaminés de aço soldado revestidas: $\eta = 1{,}0$ a $1{,}5$ %

— chaminés de betão armado e pré-esforçado: $\eta = 2$ a 3 %

A tendência em chaminés metálicas é generalizar o emprego de ligações por soldadura e utilizar

aços com tratamento anticorrosivo, o que dispensa revestimento interior. As duas disposições conjugam-se para baixar o amortecimento.

2) Em geral são estruturas muito expostas ao vento pela sua grande altura e por se situarem em locais elevados (em especial as torres de telecomunicações).

3) O dimensionamento é frequentemente condicionado por limitações de deformabilidade: em chaminés as deformações podem prejudicar a estanqueidade de ligações a tubagens, sobretudo se nelas circulam produtos corrosivos ou inflamáveis; em torres e antenas há que observar limites de deformabilidade para assegurar boas condições de funcionamento. Assim, é corrente a limitação de rotações máximas a valores de 0,5 a 1 grau sexagesimal em torres e antenas de cerca de 100 metros de altura.

2 — SOLICITAÇÕES DEVIDAS AO VENTO

No estudo da estabilidade aerodinâmica deste tipo de estruturas, há que considerar quatro tipos de solicitações:

— uma solicitação em regime estático, dependente da velocidade média do vento, da altura e da forma da estrutura;

— uma solicitação em regime dinâmico, correspondente à turbulência, actuante na direcção das rajadas;

— uma solicitação em regime dinâmico, periódica, correspondente à formação de turbilhões de Karman, actuante na direcção perpendicular à das rajadas, que se manifesta especialmente se a estrutura tem a forma circular em planta;

— e finalmente uma solicitação periódica associada ao desenvolvimento dos turbilhões de Karman e com frequência dupla destes, que tende a ovalizar as secções circulares.

A quantificação de cada um destes tipos de solicitação faz-se do seguinte modo:

2.1 — Solicitação em regime estático

Corresponde a uma pressão horizontal actuante em qualquer direcção. Segundo o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes [1] é da forma

$$p = c\frac{v^2}{16} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (1)$$

sendo v a velocidade do vento em m seg^{-1}, c o coeficiente de forma, positivo ou negativo conforme se trata de pressão ou sucção, e p a pressão em kgfm^{-2}. Nos artigos 49.º a 53.º e em anexo o RSEP indica valores para o coeficiente de forma de diversos tipos de estruturas e estabelece valores da velocidade máxima em função da exposição das regiões e da altura da construção acima do solo. Estes valores resultam já da aplicação de critérios estatísticos para avaliar a velocidade do vento e correspondem a uma representação simplificada dos perfis de velocidade de Davenport [2].

Segundo o artigo 53.º do RSEP, «para o estabelecimento de coeficientes de forma relativos a casos não tratados no anexo, poder-se-ão utilizar resultados experimentais fidedignos ou tabelas geralmente aceites, tais como tabelas regulamentares de outros países.

No caso de construções muito importantes e de forma não normal, recomenda-se a utilização de ensaios em túnel aerodinâmico».

Entre as normas regulamentares com maior volume de informação sobre coeficientes de forma situam-se as normas francesas [3]. Na bibliografia específica sobre Aerodinâmica encontra-se também grande número de resultados de determinações experimentais do coeficiente de forma [4].

2.2 — Turbulência longitudinal (na direcção das rajadas)

Os efeitos de turbulência longitudinal, que tem sido estudada especialmente mediante a realização de ensaios em túnel aerodinâmico são quantificados em diversos regulamentos [3,5] sob a forma de coeficientes dinâmicos designados por coeficientes de rajada, por meio dos quais se majora a pressão estática devida à velocidade média.

A quantificação mais perfeita do coeficiente de rajada é possìvelmente a proposta por Davenport [2] e adoptada no regulamento dinamarquês de 1967, segundo a qual a pressão

devida ao vento, em qualquer ponto de uma estrutura, à cota h, é dada por:

$$p = G\bar{p} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (2)$$

em que $\bar{p}$ é a pressão média sobre a estrutura, determinada por exemplo a partir de ensaios em túnel aerodinâmico tomando em consideração a distribuição estatística da velocidade média das rajadas, e em que G é o coeficiente de rajada dado por

$$G = 1 + gr\sqrt{B + R} \quad . \; . \; . \; . \quad (3)$$

sendo:

g — coeficiente de ponta, função da frequência própria fundamental da estrutura, f, e da duração T considerada para definir a velocidade média (fig. 1);

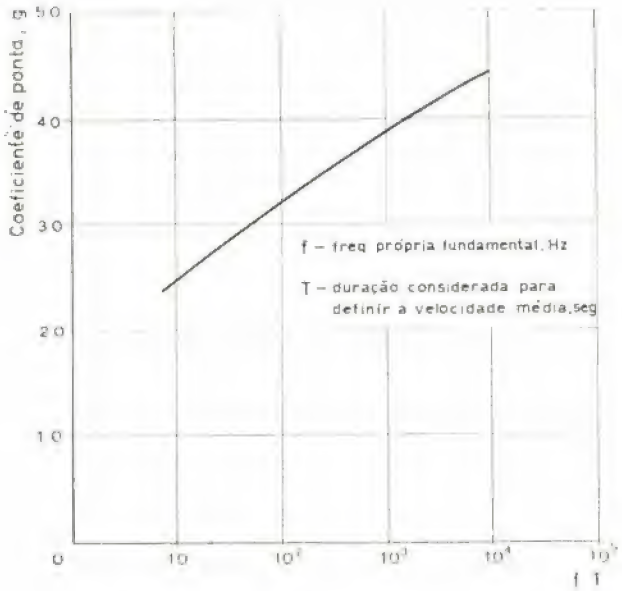


Fig. 1 — Coeficiente de ponta, g

r — coeficiente de rugosidade, função da natureza do terreno e da altura h (fig. 2);

B — coeficiente de turbulência devida à estrutura, função da altura desta (fig. 3);

R — coeficiente de ressonância, dado por

$$R = \frac{SF}{\eta} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (4)$$

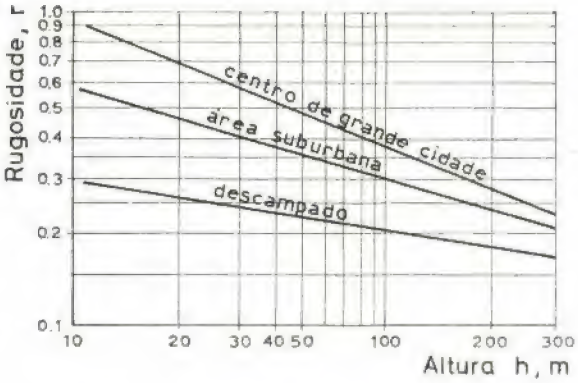


Fig. 2 — Coeficiente de rugosidade, r

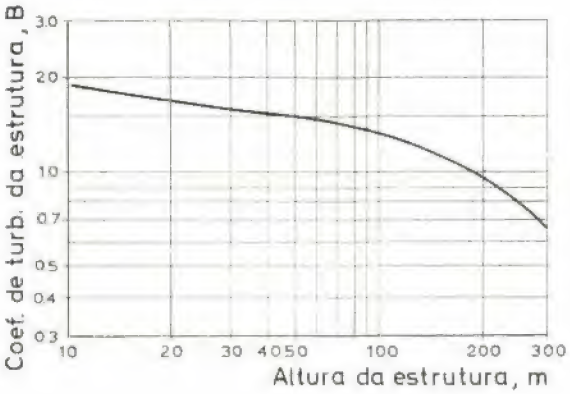


Fig. 3 — Coeficiente de turbulência da estrutura, B

em que:

S — coeficiente função de h/b (relação altura/ /dimensão no sentido das rajadas), da frequência f e da velocidade média do vento $\bar{v}_h$ fig. 4);

F — coeficiente de energia das rajadas, função de $f/\bar{v}_h$ (fig. 5);

η — amortecimento relativo da estrutura.

Este critério leva portanto à determinação das forças estáticas correspondentes à máxima deformação.

2.3 — Turbilhões de Karman

Sendo R_e o número de Reynolds dado por:

$$R_e = \frac{v\,D}{\nu} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (5)$$

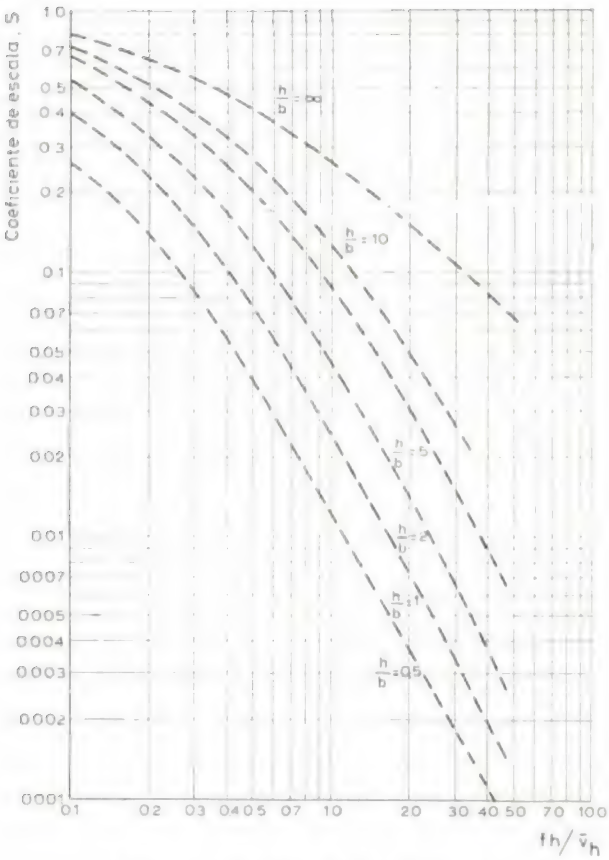


Fig. 4 — Coeficiente de escala, S

ν — viscosidade cinemática do ar ($14{,}8 \times 10^{-6}$ $m^2 seg^{-1}$)

e ainda:

$$V = \frac{f D}{S} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; (6)$$

sendo:

V — velocidade crítica do vento, para a qual a frequência dos turbilhões é igual à frequência própria da estrutura, f (Hz);

S — número de Strouhal: parâmetro adimensional, dependente do número de Reynolds e da forma da estrutura, cujos valores se indicam na fig. 6, extraída de [6]

A formação de turbilhões de Karman dá-se sobretudo para valores de $R_e > 10^5$ e a força sinusoidal correspondente, perpendicular à direcção do vento, tem o valor:

$$F(t) = \frac{1}{2} \rho C V^2 A \operatorname{sen} 2\pi f t \; . \; . \; . \; (7)$$

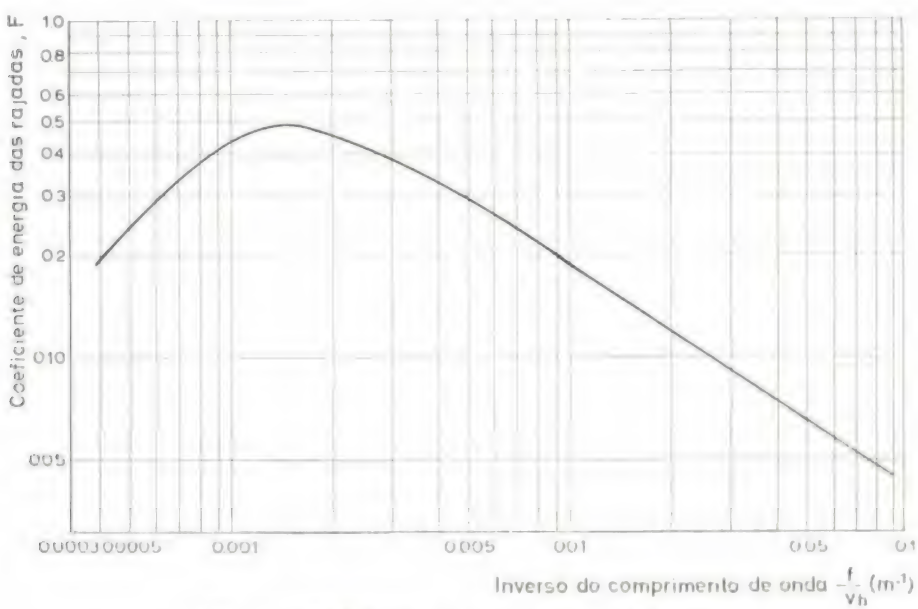


Fig. 5 — Coeficiente de energia das rajadas, F

em que:

v — velocidade do escoamento

D — diâmetro do cilindro sobre o qual o vento incide

sendo:

ρ — massa específica do ar (0,125 $kgf\, m^{-4}$ seg^2 à temperatura de 15°C e pressão de 760 mm (Hg).

A — área projectada perpendicularmente à direcção do vento.

É de notar que $\frac{1}{2}\rho V^2 = \frac{V^2}{16}$, para as grandezas expressas em kgf, m, seg.

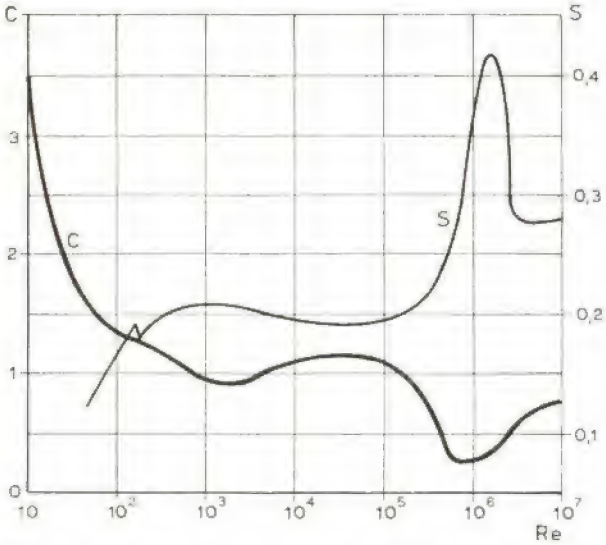


Fig. 6 — Valores do número de Srouhal S e do coeficiente de forma C em função do número de Reynolds, R_e, em cilindros

2.4 — Ovalização

Como se referiu, este fenómeno é devido também à formação dos turbilhões de Karman. Torna-se necessário evitá-lo, o que em regra é fácil, bastando para isso que a frequência própria de ovalização se afaste da frequência dupla da de formação de turbilhões.

A frequência fundamental de ovalização de um anel cilíndrico é dada por:

$$\omega_0^2 = \frac{36\,E\,I}{\mu\,R^4} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; (8)$$

sendo:

— E módulo de elasticidade do material do anel;

— I momento de inércia polar da secção;

— μ massa por unidade de comprimento;

R — raio médio.

3 — ANÁLISE ESTÁTICA E DINÂMICA DA ESTRUTURA

Quantificadas as solicitações, a análise aerodinâmica processa-se ao longo das seguintes fases:

3.1 — Idealização do modelo estrutural

Adopta-se geralmente como modelo estrutural uma viga vertical de secção variável encastrada ou apoiada na base e com apoios intermédios elásticos correspondentes às espias a vários níveis, como se indica na fig. 7.

O esquema (d) é pouco frequente. Nos casos em que se aplica, o apoio tem uma constituição tal que funciona como articulado até ao fim de montagem e aplicação de pré-tensão nas espias e como encastrado posteriormente.

No caso de chaminés de grande altura, geralmente de betão armado ou pré-esforçado, torna-se necessário considerar a deformabilidade da fundação, o que pode ser feito por meio dos coeficientes de Barkan [7] e particularmente do coeficiente de compressão elástica não uniforme c_γ, visto que a rotação da fundação é o movimento preponderante. Do ponto de vista de idealização estrutural, a deformabilidade das fundações pode esquematizar-se como se indica na fig. 8.

A rigidez dos tramos fictícios AB deve ser a correspondente à deformabilidade da fundação.

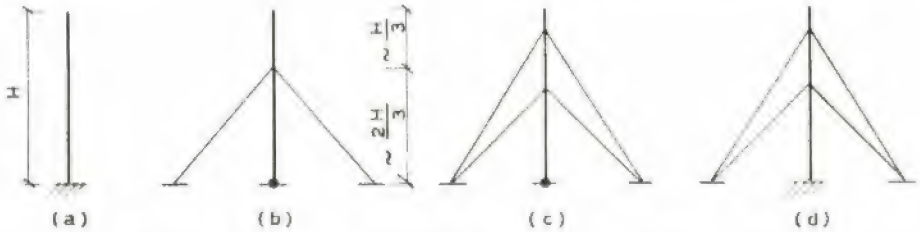


Fig. 7 — Esquemas estruturais de chaminés, torres e antenas

A deformabilidade por esforço transverso é desprezável para este tipo de estruturas. Mesmo no caso de chaminés metálicas em que a rigidez

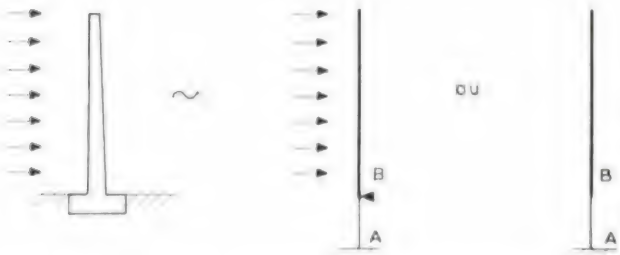


Fig. 8 — Idealização estrutural da deformabilidade das fundações

E I é muito grande em relação à área da secção, a esbeltez da estrutura leva a que a deformabilidade se deva quase exclusivamente à flexão.

3.2 — Matrizes de massa, deformabilidade e rigidez

Escolhidos os pontos onde se supõe concentrada a massa da estrutura, o processo mais simples de caracterizar a deformabilidade e a rigidez é calcular a matriz de deformabilidade por aplicação do teorema dos trabalhos virtuais, utilizando a representação matricial.

Considerando a estrutura constituída por elementos limitados por nós onde se supõem aplicadas as forças, como se indica na fig. 9, define-se a

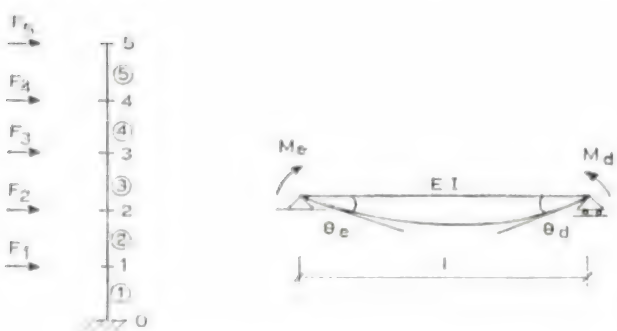


Fig. 9 — Consola vertical e tramo elementar

matriz de deformabilidade de cada tramo $[f_i]$ tal que

$$\begin{Bmatrix} \theta_e \\ \theta_d \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_e \\ M_d \end{Bmatrix} \quad . \; . \; . \qquad (9)$$

ou seja:

$$\{\theta\} = [f_i] \; \{M\}$$

em que f_{kj} é a rotação em k devida à aplicação do momento unitário em j.

Agrupem-se as matrizes $[f_i]$ numa matriz única $[f]$ tal que

$$[f] = \begin{bmatrix} f_1 & & & 0 \\ & f_2 & & \\ & & f_i & \\ 0 & & & f_n \end{bmatrix} \quad . \; . \; . \; . \qquad (10)$$

sendo n o número de tramos elementares. Define-se a matriz de transformação de solicitações aplicadas em esforços, [b], dada por:

$$\begin{Bmatrix} M_{1e} \\ M_{1d} \\ M_{2e} \\ M_{2d} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ M_{ne} \\ M_{nd} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} b_1^1 & b_1^2 & \cdots & b_1^n \\ b_2^1 & \cdots & & b_2^n \\ \cdot & & & \cdot \\ \cdot & & & \cdot \\ \cdot & & & \cdot \\ & & & \\ & & & \\ b_{2n}^1 & \cdots & & b_{2n}^n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ F_n \end{Bmatrix} \qquad (11)$$

ou seja:

$$\{M\} = [b_{ij}] \{F\}$$

em que b_{ij} é o momento flector em i devido à força unitária aplicada em j.

Demonstra-se fàcilmente [8 a 10], por aplicação do teorema dos trabalhos virtuais, que a matriz de deformabilidade da estrutura é dada por

$$[\Delta] = [b]^T \; [f] \; [b] \quad . \; . \; . \; . \; . \qquad (12)$$

Em estruturas isostáticas a determinação de [b] não tem qualquer dificuldade. Para estruturas hiperestáticas a análise matricial permite calcular [b] com relativa facilidade [8 a 10]. No entanto, para estruturas do tipo considerado neste capítulo, o processo mais simples de determinar [Δ] quando as estruturas sejam hiperestáticas, devido designadamente à existência de espias a vários níveis, consiste em determinar a matriz de deformabilidade $[\Delta^o]$ para uma estrutura base isostática, obtida suprimindo uma ou mais ordens de espias. Seguidamente, por aplicação do método das forças, calculam-se as forças de interacção devidas às espias suplementares, correspondentes à actuação de forças unitárias aplicadas nos nós. As deformações devidas às forças de interacção aplicadas à estrutura base devem finalmente ser adicionadas aos termos correspondentes da matriz de deformabilidade daquela para obter a matriz de deformabilidade total.

A fig. 10 exemplifica o que acaba de ser exposto.

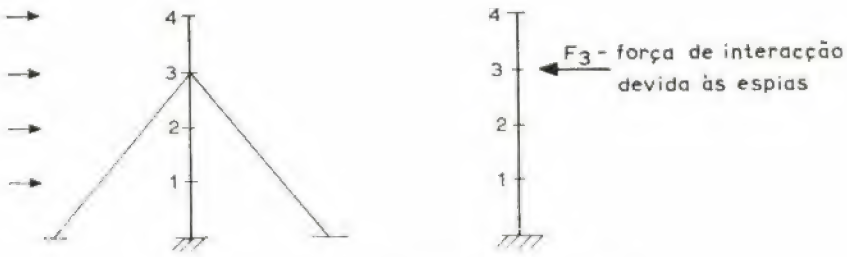


Fig. 10 — Torre espiada e estrutura base

Considere-se a matriz de deformabilidade da estrutura base $[\Delta^o]$. A 1.ª coluna de $[\Delta^o]$ corresponde às deformações para uma força unitária aplicada em 1. Sob a actuação desta força desenvolve-se na espia, em 3, uma reacção F_3 tal que:

$$F_3 \cdot \Delta^o_{13} + F_3 \cdot k = \Delta^o_{31} \quad . \; . \; . \; (13)$$

designando por k a rigidez das espias. Da equação 13) calcula-se F_3. A deformação da torre espiada para $F_1 = 1$ é então:

$$\begin{aligned} \Delta_{11} &= \Delta^o_{11} - F_3 \cdot \Delta^o_{13} \\ \Delta_{21} &= \Delta^o_{21} - F_3 \cdot \Delta^o_{23} \quad . \; . \; . \; . \; (14) \\ \Delta_{31} &= \Delta^o_{31} - F_3 \cdot \Delta^o_{33} \\ \Delta_{41} &= \Delta^o_{41} - F_3 \cdot \Delta^o_{43} \end{aligned}$$

Procedendo anàlogamente em relação à actuação de solicitações unitárias em 2, 3 e 4, obtêm-se as restantes colunas da matriz de deformabilidade da torre espiada [Δ].

Relativamente aos valores dos termos de [f] e [b] neste tipo de estruturas, há que considerar o seguinte:

Em geral é:

$$[f] = [f]_M + [f]_T \quad . \; . \; . \; . \; (15)$$

sendo $[f]_M$ a deformabilidade por flexão e $[f]_T$ a deformabilidade devida a esforço transverso.

Em tramos de secção constante com o vão l, vem

$$\begin{aligned} [f]_M &= \frac{l}{6\,EI} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \\ [f]_T &= \frac{l}{KGA} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \end{aligned} \quad . \; . \; . \; (16)$$

designando por EI a rigidez de flexão e por KGA a rigidez por esforço transverso, sendo K o coeficiente de deformação por esforço transverso. Para secções anelares de parede fina, K é dado por:

$$K = \frac{2\,(1+\nu)}{4+3\,\nu} \quad . \; . \; . \; . \; . \; (17)$$

sendo ν o coeficiente de Poisson.

Em geral pode desprezar-se a deformabilidade por esforço transverso.

Em tramos de secção variável, considerando cada tramo constituído por três troços, i, c, j, de secção constante, será:

$$[f]_M = \frac{l_o}{6\,EI_o} \begin{bmatrix} (0{,}9\,\alpha_i + 1{,}2\,\alpha_c - 0{,}1\,\alpha_j) & (0{,}1\,\alpha_i + 0{,}8\,\alpha_c + 0{,}1\,\alpha_j) \\ (0{,}1\,\alpha_i + 0{,}8\,\alpha_c + 0{,}1\,\alpha_j) & (-0{,}1\,\alpha_i + 1{,}2\,\alpha_c + 0{,}9\,\alpha_j) \end{bmatrix} \quad (18)$$

em que

$$\alpha = \frac{l}{l_o} \cdot \frac{EI_o}{EI}$$

referindo i, c, j ao troço da esquerda, central e da direita e l_o e EI_o a um dos troços, tomado como referência.

$[f]_T$ continua a ser dado por (16), sendo agora:

$$\frac{l}{KGA} = \frac{l}{6}\left(\frac{1}{KGA_i} + \frac{4}{KGA_c} + \frac{1}{KGA_j}\right) \quad \ldots (19)$$

Em qualquer dos casos [f] expressa por (11) é susceptível de abaixamento de grau, visto que a continuidade exige que a rotação de duas extremidades que convergem num nó seja a mesma. Em virtude desta condição simplifica-se [f] suprimindo a última linha e a última coluna (visto na extremidade não se desenvolverem em geral momentos) e adicionando os termos correspondentes das linhas 2 e 3, 4 e 5, 6 e 7, etc., passando a soma a constituir respectivamente as linhas 2, 3, 4, etc. da matriz simplificada. Assim por exemplo, a matriz f:

$$[f] = \frac{l}{6\,EI}\begin{bmatrix} 2{,}3 & 1{,}3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1{,}3 & 3{,}0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3{,}9 & 2{,}3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2{,}3 & 5{,}4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 7{,}7 & 4{,}7 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4{,}7 & 11{,}6 \end{bmatrix}$$

correspondente a uma viga com três tramos encastrada na extremidade a que correspondem a 1.ª e 2.ª linha e coluna, simplifica-se para:

$$\frac{l}{6\,EI}\begin{bmatrix} 2{,}3 & 1{,}3 & 0 \\ 1{,}3 & 6{,}9 & 2{,}3 \\ 2{,}3 & 13{,}1 & 4{,}7 \end{bmatrix}$$

sendo $6{,}9 = 3{,}0 + 3{,}9$ e $13{,}1 = 5{,}4 + 7{,}7$.

Relativamente à matriz de transformação de solicitações em esforços [b], desde que não haja momentos localizados nos nós é sempre $M_{ie} = M_{(i-1)d}$ ou seja, são iguais os momentos das extremidades dos tramos que definem um nó, pelo que se podem suprimir as linhas de elementos todos nulos e de elementos repetidos, baixando o grau de [b] para o número de nós. Assim por exemplo, para uma consola vertical de três tramos iguais actuada por forças horizontais nos nós (fig. 11), em que [b] é definida por:

$$\begin{Bmatrix} M_{1e} \\ M_{1d} \\ M_{2e} \\ M_{2d} \\ M_{3e} \\ M_{3d} \end{Bmatrix} = l\begin{bmatrix} 1 & 2 & 3 \\ 0 & 1 & 2 \\ 0 & 1 & 2 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{Bmatrix}$$

Fig. 11

fica simplesmente, em virtude de ser

$$M_{1d} = M_{2e}\,;\; M_{2d} = M_{3e}\,;\; M_{3d} = 0:$$

$$\begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{Bmatrix} = l\begin{bmatrix} 1 & 2 & 3 \\ 0 & 1 & 2 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{Bmatrix}$$

No que se refere à rigidez de flexão, expressa por [f], é de notar que quando a estrutura real é triangulada aquela grandeza depende das características e da geometria dos elementos que a constituem bem como do tipo de ligação entre eles. Embora seja corrente admitir uma solidarização perfeita entre montantes diagonais e travessas e calcular o momento de inércia da secção composta para essa hipótese, deve-se ter em atenção que a rigidez assim obtida é superior à real, cuja determinação pode ser feita com rigor recorrendo a técnicas analíticas ou experimentais bem conhecidas e de utilização expedita.

3.3 — Rigidez das espias

Há que ter em conta, quando se torna necessário quantificar a deformabilidade de uma espia com as características indicadas na fig. 12, as características de comportamento deste tipo de elemento estrutural.

Assim, as equações que relacionam os parâmetros referidos na fig. 12 são como se sabe, para a hipótese de fios inextensíveis, as seguintes.

MAGUE

CENTRAL TÉRMICA DA REFINARIA DO NORTE DA SACOR PARA A QUAL A MAGUE, EM CONSÓRCIO COM A BROWN BOVERI & CIE., FORNECEU:

- 4 geradores de vapor de 70t/h cada (produzindo vapor a 68 bar e 455°C, e queimando fuel-oil e gás vindos da refinaria).
  (projecto Mague-Licença Foster Wheeler)
- 2 turbo-grupos de 14 MW e 12 MW, respectivamente de condensação e contrapressão.
  (Colaboração Brown Boveri & Cie.)
- 10 permutadores de calor; 4 torres de destilação e 17 conjuntos de 3 reservatórios de alta pressão para hidrogénio.

PONTES ROLANTES, GUINDASTES E APAR. DE ELEVAÇÃO ESPECIAIS	*Projecto e fabrico*
TURBINAS HIDRÁULICAS	*Fabrico segundo licença de A. C. M. de Vevey, S. A.*
TURBINAS A VAPOR	*Fabrico segundo licença de Brown Boveri, Cie.*
CALDEIRAS A VAPOR	*Projecto e fabrico segundo licença de Foster Wheeler, Co.*
EQUIPAMENTOS E INSTALAÇÕES INDUSTRIAIS	

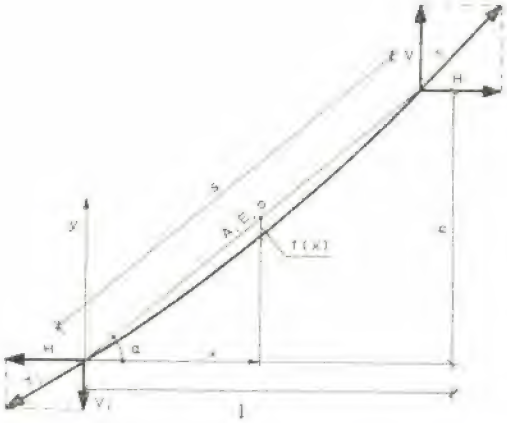
CONSTRUÇÕES METALOMECANICAS **MAGUE** S.A.R.L.

ALVERCA DO RIBATEJO — PORTUGAL

SIDERURGIA NACIONAL
Laminagem de chapa a frio.
Tubagens.

- ALTERNADORES (de potência superior a 2000 kVA). COMPENSADORES SÍNCRONOS. MOTORES DE GRANDE POTÊNCIA (fabricação parcial).
- EQUIPAMENTOS PARA INDÚSTRIAS QUÍMICAS E PETROQUÍMICAS
  Tubagens, tremonhas, reactores, permutadores, cisternas, etc.
- EQUIPAMENTOS PARA INDÚSTRIAS PETROLÍFERAS
  Torres, balões, permutadores, filtros, aerorefrigerantes, tubagens, etc.
- EQUIPAMENTOS PARA INDÚSTRIAS CIMENTEIRAS
  Fornos, moinhos, separadores, arrefecedores, etc.
- RESERVATÓRIOS
  De tecto fixo e tecto flutuante, de alta e baixa pressão. Para gases liquefeitos. Gasómetros
- EQUIPAMENTOS DE MANUTENÇÃO E TRANSPORTE
  Elevadores de alcatruzes, elevadores de palhetas, transportadores de tela metálica e de borracha, contentores, etc.
- ESTRUTURAS METÁLICAS
  Pontes, cimbres, coberturas, pisos, edifícios industriais, etc.
- MONTAGENS PESADAS

SEPSA SOCIEDADE DE CONSTRUÇÕES ELECTRO-MECÂNICAS, S.A.R.L.
APARTADO 8 • LEÇA do BAILIO • TELEX SEPSA P 2616



L - Desenvolvimento

A - Área

E - Módulo de elasticidade
(1,6 a 1,8 x 10^6 Kgfcm^{-2} para cabos de aço)

p - Peso por unidade de comprimento

$q = \frac{p}{\cos\alpha}$ - Carga vertical por unidade de vão

H - Componente horizontal do esforço axial, (constante)

Fig. 12 — Características das espias inclinadas

$$y = \frac{q x^2}{2H} + \left(\frac{h}{l} - \frac{q l}{2H}\right) x$$

$$f = \frac{x h}{l} - y = \frac{q}{2H} (l x - x^2)$$

$$f_{max} = \frac{q l^2}{8 H} = \frac{p s^2}{8 F} \quad \text{para} \quad x = \frac{l}{2}$$

$$\frac{d y}{d x} = \frac{h}{l} + \frac{q}{h}\left(x - \frac{l}{2}\right) \quad . \; . \; . \; (20)$$

$$\left[\begin{array}{l} x = 0 \longrightarrow \left(\frac{d y}{d x}\right)_0 = \operatorname{tg}\alpha = \frac{h}{l} - \frac{q l}{2H} \\ x = l \longrightarrow \left(\frac{d y}{d x}\right)_l = \frac{h}{l} - \frac{q l}{2H} \end{array}\right.$$

$$L = l\left(1 + \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{l^2}\right) + \frac{h^2}{2l} =$$

$$= s\left(1 + \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2 \cos^2\alpha}{s^2}\right)$$

É usual adoptar-se para tensão inicial na espia o valor correspondente à flecha máxima de s/40 a s/80.

Quando a extremidade superior da espia é sujeita a um deslocamento horizontal δ, a variação das forças H e T é tal que a deformabilidade resultante Δ_t é dada por [11]:

$$\Delta_t = \frac{\delta_t}{\Delta H} = \frac{s}{EA \cos^2\alpha} + \frac{p^2 s^3}{12 T^3} \quad . \; . \; . \; (21)$$

A primeira parcela de Δ_t resulta do esforço axial devido ao alongamento da espia considerada como barra recta sem peso (fig. 13) e é sensivelmente constante, visto que a variação de α é desprezável.

Fig. 13 — Alongamento da espia considerada como barra recta sem peso

Da fig. 13 resulta que:

$$\Delta_1 = \frac{\delta}{\Delta H} = \frac{\delta}{\Delta T \cos\alpha} = \frac{\Delta s\, l}{\Delta s\, EA \cos^2\alpha} =$$

$$= \frac{l}{E A \cos^2\alpha} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; (22)$$

A segunda parcela de (21) traduz a não-linearidade do comportamento da espia e varia ràpidamente com a tensão T. Para garantir que a espia oponha uma determinada resistência a deslocamentos transversais impostos à extremidade superior há pois que estabelecer criteriosamente a pré-tensão inicial T_0 a instalar.

Como a rigidez da espia aumenta ràpidamente com o deslocamento δ, na análise estática ou dinâmica de um mastro espiado a vários níveis há que estabelecer critérios que permitam tratar

a espia como um apoio elástico, dentro de uma aproximação razoável. A fig. 14 ilustra a aplicação deste tipo de critérios.

No caso de espiamento a um único nível os esforços no mastro são independentes da deformabilidade das espias, pelo que as considerações feitas só apresentam interesse prático desde que seja necessário limitar as deformações do mastro, o que é corrente, como se referiu em 1.

Embora seja possível em teoria realizar por intermédio de espias apoios com uma rigidez prèviamente estabelecida, na prática há que ter em conta que o acréscimo de rigidez é conseguido: ou à custa do aumento da secção dos cabos, o que é condicionado pela existência no mercado; ou diminuindo a inclinação α, o que é condicionado pelo espaço disponível; ou aumentando a pré-tensão, o que implica espias mais fortes, maiores esforços nas respectivas fundações e compressões instaladas no mastro.

A rigidez do espiamento a um determinado nível depende do número e da disposição das respectivas espias; existem vários métodos para determinar a rigidez de conjunto em relação a deslocamentos numa determinada direcção (1) [12].

É de notar ainda que na ligação das espias ao mastro se utilizam correntemente dispositivos destinados a garantir a necessária rigidez de torção (fig. 15) cujo estudo específico se torna frequentemente necessário.

Para quantificar a rigidez de torção são válidas as considerações feitas no decorrer deste parágrafo relativas à rigidez de cada espia. Há que compor a rigidez de todas as espias a um dado nível para obter a rigidez de torção conjunta a esse nível [12].

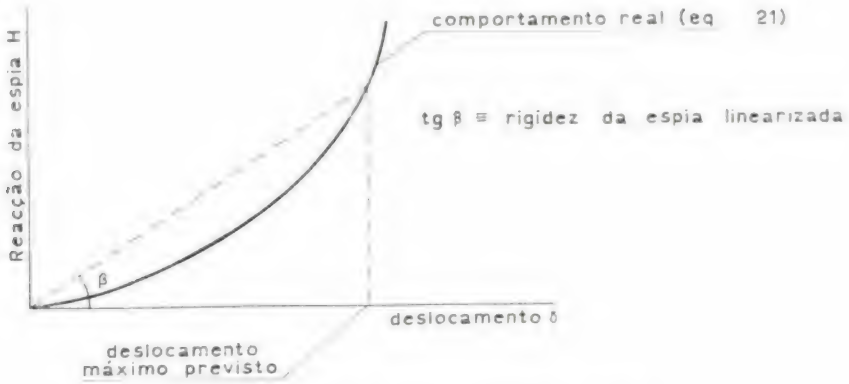


Fig. 14 — Critério de linearização da espia

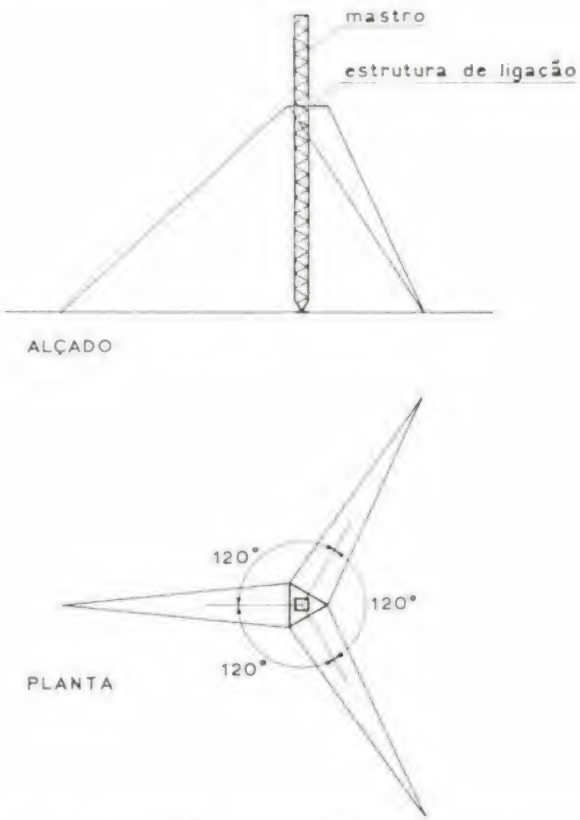


Fig. 15 — Disposição característica de seis espias para garantir rigidez de torção

(1) Na publicação referida [12], analisa-se também o estudo dos efeitos térmicos no mastro e na espia, que não se aborda aqui por transcender o âmbito deste artigo.

Quando o deslizamento transversal imposto à extremidade da espia é da forma

$$\delta \text{ sen } \omega t$$

sendo ω geralmente a frequência própria de estrutura, a rigidez da espia em regime dinâmico, K_d é dada por [63]:

$$K_d = \frac{1}{\Delta_d} = K_1 \left[1 - \frac{F\Omega^2 - 1}{G\phi(\Omega) - 1} \right] \quad . \; . \; (23)$$

em que:

$$K_1 = \frac{1}{\Delta_1} = \frac{E\,A\cos^2\alpha}{s}$$

$$F = \frac{\pi^2 \text{ sen } \alpha}{2} \cdot \frac{T^2}{p\,s^2\,K_1}$$

$$. \; . \; . \; . \; . \; (24)$$

$$G = \frac{\pi^2\,T^2}{s^2\,p^2\,K_1}$$

$$\Omega = \sqrt{\frac{s^2\,p}{\pi^2\,g\,T}}\;\omega$$

$$\phi(\Omega) = \Omega^2 \left[1 - \frac{\text{tg}\,\frac{\pi\Omega}{2}}{\frac{\pi\Omega}{2}} \right]^{-1}$$

sendo g a aceleração da gravidade e tendo sido os restantes símbolos definidos anteriormente.

Na prática, a redução da rigidez devida ao regime dinâmico expressa pelas equações (23) e (24) só tem importância em geral para espias com mais de 100 metros de comprimento.

3.4 — Deslocamentos e esforços

Efectuada a análise estrutural para os diferentes tipos de solicitações referidos em 2., verifica-se que as características globais de comportamento no que diz respeito a deslocamentos e esforços são as seguintes:

Em chaminés metálicas cilíndricas, tronco-cónicas ou mistas (tronco-cónicas na base e cilíndricas na restante altura), a frequência própria fundamental é geralmente inferior a 1 Hz e a velocidade crítica do vento para a formação de turbilhões de Karman é da ordem de 20 a 30 km/h. Como o amortecimento η é muito pequeno, o coeficiente de amplificação em ressonância $M = 1/2\eta$ atinge fàcilmente valores superiores a 100, o que leva a deslocamentos e esforços elevadíssimos, que excedem a capacidade resistente da estrutura. O efeito Karman é então de primordial importância e torna-se indispensável evitá-lo, utilizando os processos a que se fará referência em 4.

A actuação do vento excepcional neste tipo de estruturas é feita principalmente em regime estático e os esforços correspondentes são em geral fàcilmente absorvidos por espessuras de chapa pequenas.

É de salientar que a formação dos turbilhões de Karman nunca é simultânea com a ocorrência de vento excepcional, dados os baixos valores da velocidade crítica.

Em chaminés de betão armado o valor do amortecimento é consideràvelmente superior ao das chaminés metálicas, pelo que o efeito de Karman, embora frequente, pode não levar a deslocamentos e esforços exagerados. Como critério de julgamento sobre se deve ou não ser evitado pode empregar-se o que consiste em comparar os seus efeitos com os do vento habitual, desde que não sejam simultâneos. Se os não excederem, pode permitir-se a sua formação.

O dimensionamento de chaminés de betão armado e pré-esforçado põe um certo número de problemas específicos, tratados por exemplo em [13].

Em torres e antenas é predominante a actuação do vento excepcional, sobretudo pela necessidade de limitar as deformações. Os efeitos de turbulência são importantes, conforme se conclui da aplicação de métodos analíticos ou experimentais ou de critérios simplificados para a quantificação do coeficiente de rajada, referidos em 2.2.

No que se refere ao dimensionamento das espias, este é condicionado pela rigidez que se pretende conferir por seu intermédio à estrutura, pela respectiva disposição e número, pela pré-tensão inicial que é normalmente estabelecida de modo que a flecha máxima (eq. 20) tenha valores compreendido entre 1/40 e 1/80 do comprimento da espia e ainda eventualmente pela necessidade

de se considerarem as características dinâmicas das espias. Estas materializam cordas vibrantes cuja frequência própria e dimensões podem ser tais que levem à formação de turbilhões de Karman. Tem-se verificado este fenómeno sobretudo em zonas onde a formação de gelo e de neve sobre as espias dá origem a acréscimos consideráveis na massa e no diâmetro aparente destas.

4 — MÉTODOS PARA ATENUAR OU ELIMINAR A FORMAÇÃO DE TURBILHÕES DE KARMAN

Consegue-se evitar os efeitos dos turbilhões de Karman ou por alteração das características dinâmicas da estrutura ou por meio de dispositivos que impeçam a formação de turbilhões

A alteração das características dinâmicas consistirá em geral no reforço das secções ou do espiamento de modo a aumentar consideràvelmente a frequência própria da estrutura, levando a que a velocidade crítica passe a corresponder a uma probilidade de ocorrência diminuta. Em chaminés metálicas este processo não é normalmente viável, pois tornaria necessário aumentar a frequência própria para mais de 3 vezes do seu valor inicial, o que significa aumentar a rigidez da estrutura mais de 9 vezes.

O processo mais prático para evitar ou atenuar o formação de turbilhões consiste em dispor sobre a estrutura elementos isolados ou ligados formando hélices [14 a 16]. O estudo da eficiência de vários tipos de hélice tem sido feito, com carácter sistemático, no National Physical Laboratory em Inglaterra, tendo sido publicadas, no número de Outubro de 1966 da revista «Engineering News Record», as seguintes especificações a adoptar em chaminés:

passo dos hélices: 5 D (D — diâmetro exterior da chaminé);
altura dos hélices: terço superior da chaminé;
número de hélices: 3, igualmente espaçadas em planta;
altura do perfil dos hélices: 0,09 D.

A fig. 16 exemplifica estas especificações

Julga-se que este dispositivo foi aplicado pela primeira vez em Portugal em 1966 numa chaminé de um complexo industrial próximo da Figueira

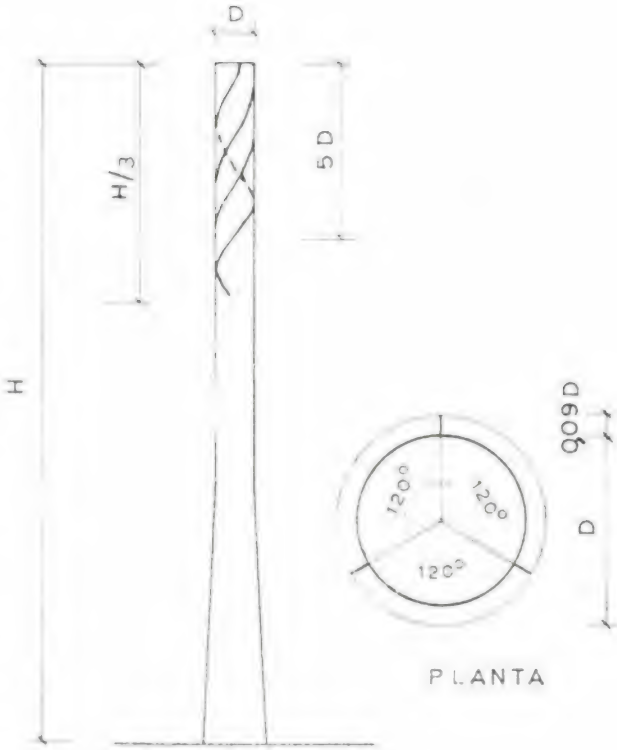


Fig. 16 — Características de hélices para dissipação dos turbilhões de Karman

da Foz (fig. 17). De então para cá tem sido utilizado em diversos locais.

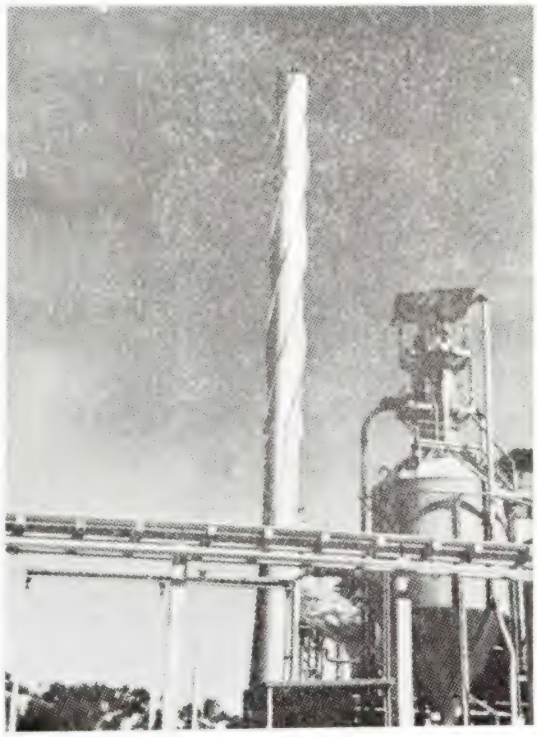


Fig. 17 — Chaminé protegida por hélices

as sondas de prospecção Atlas Copco garantem-lhe elevada percentagem de amostragem e furos perfeitos em todas as direcções e formações

A ATLAS COPCO põe à disposição das empresas mineiras, de prospecção e engenharia civil, toda a eficiência das suas Sondas: rapidez, simplicidade, segurança.

A profundidade de perfuração oscila entre os 75 e os 2000 metros e o diâmetro de furo entre 28 e 146 mm. Podem ser accionadas por motores diesel, eléctricos ou pneumáticos.

As Sondas ATLAS COPCO são económicas e rentáveis quer funcionem com tubos amostradores convencionais ou «Wire-line», amostradores de solos, coroas diamantadas ou de carboneto de tungsténio, «roller and wing bits».

CIESA-NCK

SOCIEDADE ATLAS COPCO DE PORTUGAL, LDA.

LISBOA - PORTO - VILA VIÇOSA
AGENTES: MADEIRA - CABO VERDE

Atlas Copco

pôe o ar comprimido
ao serviço do mundo

INDUSTRIAIS TEXTEIS

PARA OS VOSSOS MANCHONS, FLANELAS, TRANSPORTADORES,
E TODOS OS TECIDOS TÉCNICOS

EM FIBRAS NATURAIS OU SINTÉTICAS

Consultem:

FANAFEL

FÁBRICA NACIONAL DE FELTROS INDUSTRIAIS
SOCIEDADE LIMITADA

APART.: 9
TELEF.: 52091 PBX
TELEG.: FELTROS

OVAR
PORTUGAL

ESCRITÓRIO E FÁBRICA
ESTRADA DE S. JOÃO

Empresa Ultramarina de Sondagens e Fundações, L.da

(SONDADORA)

SONDAGENS geológicas e geotécnicas — CAPTAÇÕES de águas subterrâneas — REBAIXAMENTOS do nível freático — CONSOLIDAÇÕES E ESTABILIZAÇÃO do solo — INJECÇÕES DE CIMENTO e outros produtos — INFRAESTRUTURAS de barragens, túneis e pontes — FUNDAÇÕES de todos os tipos

Única Empresa da especialidade com sede no Ultramar Português

DELEGAÇÃO - LISBOA
R.S.Pedro de Alcântara, 1
Tel. 32 46 93 e 21 32 56

SEDE - LUANDA
Rua Serpa Pinto, 60
C.P.2178 - Tel.4226

MOÇAMBIQUE
L.Marques - C.P.982 - Tel.741121
Beira - C.P. 1002 - Tel. 71497

CONSTRUÇÕES TÉCNICAS, L.DA.

PRAÇA DO MUNICÍPIO, 13-3º TELEF. 366506 LISBOA 2 • DELEGAÇÕES: CABO VERDE · ANGOLA · MOÇAMBIQUE

INDÚSTRIA NACIONAL DE PAPEL - INAPA — Setúbal (Mitrena) — Instalações para a grande máquina de papel.

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA
OBRAS MARÍTIMAS E PORTUÁRIAS
SILOS E CHAMINÉS
FUNDAÇÕES ESPECIAIS
PONTES E VIADUTOS
CONSTRUÇÕES INDUSTRIAIS

MIRA - 35000

CABINDA GULF OIL COMPANY — Malembo (Enclave de Cabinda) — Ponte-cais e cortina de abrigo (estruturas metálicas); fundações diversas para 5 reservatórios, oleodutos, etc.

CONSTRUÇÕES TÉCNICAS, LDA.

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA
OBRAS MARÍTIMAS E PORTUÁRIAS
SILOS E CHAMINÉS
FUNDAÇÕES ESPECIAIS
PONTES E VIADUTOS
CONSTRUÇÕES INDUSTRIAIS

BIBLIOGRAFIA

1 — REGULAMENTO DE SOLICITAÇÕES EM EDIFÍCIOS E PONTES (RSEP). Decreto n.º 44 014, de 18 de Novembro de 1961.

2 — DAVENPORT, A. G. — *The Treatment of Wind Loading on Tall Buildings.* Symposium on Tall Buildings, University of Southampton, April 1966.

3 — RÈGLES DÉFINISSANT LES EFFETS DE LA NEIGE ET DU VENT SUR LES CONSTRUCTIONS (Règles N. V. 1965). Société de diffusion des techniques du bâtiment et des travaux publics, 1965.

4 — HOERNER, S. F. — *Résistance a l'Avancement dans les Fluides.* Gauthier-Villars, Paris, 1965.

5 — BOLT, F. D., et al. — *Tours et Mats d'Antennes.* Union Européene de Radiodiffusion. Monographie Technique n º 3103, 1965.

6 — CASTANHETA, M. C. — *Sobre o Comportamento Dinâmico de Linhas Eléctricas de Alta Tensão Solicitadas pelo Vento.* Tese para especialista, LNEC, 1966.

7 — RAVARA, A. — *Dinâmica de Estruturas.* Curso de Especialização III, LNEC, 1969.

8 — LIVESLEY, R. K. — *Matrix Methods of Structural Analysis.* Pergamon Press, 1964.

9 — CLOUGH, R. W. — *Matrix Analysis of Beams.* Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Jan. 1958.

10 — RAVARA, A. — *Elementos sobre Análise Matricial de Estruturas Reticuladas em Regime Linear.* Revista «Técnica», n.ºs 361 e 362, 1966.

11 — DAVENPORT, A.; STEELS, G. — *Dynamic Behaviour of Massive Guy Cables.* Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 91, no ST2, Apr., 1965.

12 — JOUKOFF, A.; MASSONET, C. — *Calcul des Pylones Haubanés.* Note technique C-30, Comission pour l'Étude de la Construction Métallique (C. E. C. M.), 1954.

13 — DIVER, M. — *Étude des Cheminées en Béton Armé.* An de l'Institut Tech. du Bât et des Tr. Publ, Mai 1966, n.º 221.

14 — NAKAGAWA, K., et al — *An Experimental Study of Aerodynamic Devices for Reducing Wind-Reduced Oscilatory Tendencies of Stacks.* International Conf. on Wind Effects on Buildings and Structures (ICWES), Nat. Phys. Lab., Teddington, 1963.

15 — STRUTON, C. — *On the Wind Excited Oscillations of Stacks, Towers and Masts.* ICWES, 1963.

16 — PRICE, P. — *Supression of the Fluid-Induced Vibration of Circular Cylinders.* Journal of the Eng. Mechs. Div., ASCE, July 1956.

17 — BORGES, J. FERRY; RAVARA, A. — *Estudo do Comportamento de Estruturas de Edificios sob Acção de Forças Hortzontais.* II Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil, Rio de Janeiro e S. Paulo, 1967.

18 — RAVARA, A. — *Comportamento de Edificios Pré-Fabricados por Painéis sob a Acção dos Sismos.* Colóquio sobre Pré-Fabricação, Ordem dos Engenheiros, Lisboa, 1968.

19 — BORGES, J. FERRY; PRIESTLEY, M J. N.; PEREIRA, J.; RAVARA, A. — *Observation of Buildings Subjected to Dynamic Loading.* RILEM Symposium, Bucharest, Sept. 1969.

20 — RAVARA, A., BRAGA DA CRUZ, L. — *Estudo Sismico de um Edificio de 16 andares.* Relatório, LNEC, 1969.

21 — PRIESTLEY, M.; RAVARA, A. — *Comportamento de Estruturas Aporticadas sob Acção de Forças Horizontais — Critério de Simplificação.* «Técnica» n.º 387, Abril de 1969.

NOTICIÁRIO

2.º Congresso da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas

Este Congresso decorrerá em Belgrado, de 21 a 26 de Setembro de 1970. Na sua agenda incluem-se os seguintes temas:

1 — Propriedades intrínsecas dos maciços rochosos.
2 — Deformabilidade dos maciços rochosos.
3 — Existências mecânicas dos maciços rochosos.
4 — Trabalhos subterrâneos.
5 — Cominuição.
6 — Estabilização dos maciços rochosos.
7 — Estabilidade dos taludes naturais e de escavações permanentes e temporárias.
8 — Comportamento dos maciços rochosos quando sujeitos a determinados tipos de solicitação.

Durante este Congresso estará patente uma exposição cientifica e comercial de material de campo e laboratório que se utiliza no domínio da mecânica das rochas.

Toda a correspondência referente a este Congresso deverá ser dirigida a:

Secretarijat 2. Kongresa Medjunarodnog Drustva Za Mehaniku Stena — Institut Za Vodoprivredu «Jaroslav Cerni», Bulevar Vojvode Misica 43, Beograd, Jugoslavija

Conferência sobre materiais dielectricos, medidas e aplicações

A realizar de 20 a 24 de Julho de 1970, na Universidade de Lancaster, Baibrigg, Lancaster, esta conferência realiza-se sob os auspícios de

Institution of Electrical Engineers,
Institute of Physics,
Physical Society,
Institute of Electrical and Electronics Engineers.

e interessa a quem se dedique à pesquiza e aplicações de dieléctricos sólidos e líquidos.

Para outros esclarecimentos, dirigir correspodência a:

Mrs. Ann Cook
Manager, Conference Department,
The Institution of Electrical Engineers,
Savoy Place, London WC2R OBL

«O Mundo a água e nós»

exposição internacional na poluição de água e tratamento requerido, de 2 a 9 de Setembro, de 1970 em Jöhköpihg, Suécia

Os problemas da conservação da água e da natureza são hoje discutidos em todo o mundo e a protecção das águas é frequentemente o tema central nestes campos.

As actividades intensivas de informação e a crescente cooperação entre países para resolver problemas técnicos e práticos é hoje imperativa. O projecto «O Mundo, a água e nós» é um importante passo nesta direcção. O organizador é Elmia Ab Jöhköping na Suécia, em cooperação com o Secretariado de Conservação da Natureza Sueca, em Estocolmo e o Comité Nacional Sueco para o Ano Europeu de Conservação das Águas.

«O Mundo, a águas e nós» é uma figura internacional especializada para a conservação das águas com uma conferência internacional e exposições de ideias, onde as organizações e as companhias apresentarão os seus produtos e os seus acabamentos dentro do campo da conservação de águas.

«O Mundo a água e nós» inclue;

Exposição de ideias tocando os seguintes tópicos:

1.º — A água é um problema para a raça humana:
2.º — A utilização da água
3.º — A comunidade e a conservação da água
4.º — Os lagos de Wätterh Wäherh — Mälareh, descrição e comparação entre os poluidores dos três lagos
5.º — A necessidade para experiências, treino e informação geral.

O projecto e a exposição de produtos:

1.º — Purificação biológica e química
2.º — Tratamentos através da Engenharia de (plantas de purificação, superfície da água e distribuição)
3.º — Processos e contrôle químico
4.º — Irrigação, medidas laboratoriais e técnica de restauração
5.º — Petróleo e sua pesquisa.

Conferências

As conferências serão de dois tipos onde se tratará da preservação da água com orientação no mar Báltico, dos estudos nos grandes lagos bem como a discussão dos problemas expostos anteriormente.

Mais esclarecimentos: World Water And We Sweden — Box 6066 S-S5006 Jönköping 6

A indústria de embalagem aprecia-nos porque poupamos... poupamos o seu dinheiro!

A MOBIL pode demonstrar-lhe como **gastar menos** produto no revestimento de embalagens.

Desde o cartão canelado às embalagens mais sofisticadas, os MOBIL-KOTE podem proporcionar as características de protecção e aparência exigidas em cada caso.

Os Engenheiros da MOBIL mostrar-lhe-ão como economizar dinheiro na sua Indústria, aplicando a menor quantidade possível de MOBIL-KOTE.

Mobil

vendemos mais vendendo menos

Mobil

vendemos mais vendendo menos

C. D. U. 627.825:627.824

O MÉTODO DE AJUSTAMENTO COMPLETO PARA O CÁLCULO DE BARRAGENS ABÓBADA

Por J. LAGINHA SERAFIM
J. CALDEIRA RODRIGUES
ALFREDO PORTELA DOS SANTOS
MÁRIO JORGE MILHO
Engenheiros civis (IST) — COBA

(Conclusão)

7 — CÁLCULO DE ARCOS

Os princípios básicos usados para o cálculo matricial dos arcos, de modo a determinar as forças internas e os deslocamentos devidos a cargas unitárias nas aduelas, já foram explicadas noutro lugar[13]. A seguir dá-se um sumário da teoria que ùltimamente foi desenvolvida em resultado dessas investigações já referidas. Na Fig. 5 indicam-se os dados geométricos usados no cálculo de um semi-arco, através de um programa de computador electrónico.

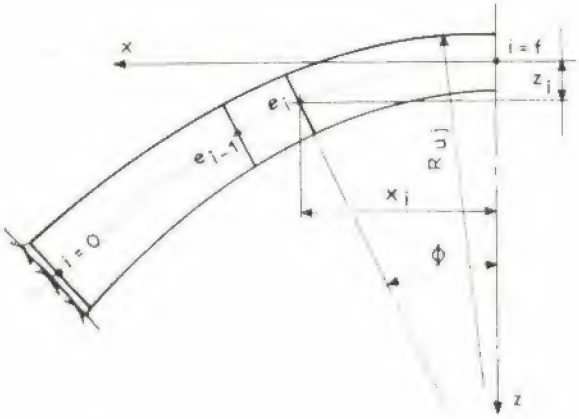


Fig. 5 — Notações para um semi-arco

A definição de cada aduela de um arco é feita através dos seguintes elementos: e_i — espessura na secção i; R_{ui} — raio da face de montante da aduela; ϕ_{if} — ângulo entre o eixo da aduela ou secção i e o fecho f do arco; e x_i e y_i as coordenadas da secção i em relação ao fecho. O arco é dividido em i aduelas numeradas de 0 (zero) até f.

As características da fundação, necessárias para o cálculo, são expressas pela matriz $[C_o]$ (ver Ref. 6 e 15).

$$[C_o] = \begin{bmatrix} \alpha_o & \gamma_o & \delta_o \\ \gamma_o & \beta_o & \varepsilon_o \\ \delta_o & \varepsilon_o & o \end{bmatrix} \tag{38}$$

A partir dos dados geométricos define-se a matriz $[B_{ij}]$ que transforma os esforços na secção j, à direita da secção i, em esforços na secção i, i. e.

$$\begin{Bmatrix} M_i \\ N_i \\ O_i \end{Bmatrix} = [B_{ij}] \times \begin{Bmatrix} M_j \\ N_j \\ B_j \end{Bmatrix} \text{ em que}$$

$$[B_{ij}] = \begin{bmatrix} 1 & y_{ij} & x_{ij} \\ 0 & \cos\phi_{ij} & \operatorname{sen}\phi_{ij} \\ 0 & -\operatorname{sen}\phi_{ij} & \cos\phi_{ij} \end{bmatrix} \tag{39}$$

sendo M os momentos de flexão — positivos no sentido dos ponteiros do relógio; N os impulsos (tangenciais em relação à linha do centro de gravidade da secção) — positivos quando dirigidos no sentido do encontro; e Q as forças de corte (tangenciais à secção ou radiais ao arco) — que são positivas quando tenham o sentido montante-jusante.

A matriz transposta $[B_{ij}]^*$ transforma os deslocamentos nas secções i em deslocamentos nas secções j.

Para cada aduela escrevem-se também as seguintes matrizes (de três linhas e colunas):

Matriz [C] — que exprime os deslocamentos da secção limite da aduela, devidos a cargas unitárias concentradas, admitindo a aduela livre nesta secção e fixa na secção oposta;

Matriz [D] — que exprime os deslocamentos nas condições anteriores mas devidos a cargas unitárias distribuídas actuando na aduela;

Matriz [E] — que exprime os esforços na secção à esquerda da aduela, devidas às cargas unitárias distribuídas na aduela, considerada livre à direita e fixa à esquerda.

Em publicações anteriores descreveram-se mais completamente as expressões de cada um dos elementos das matrizes anteriores. Para cada secção i pode ser deduzida a seguinte matriz:

$$[A_i] = \sum_{n=o}^{i} \left\{ [B_{nf}] \times [C_n] \times [B_{nf}]^* \right\} \times [B_{if}]^{-1} \tag{40}$$

que exprime o deslocamento do fecho do arco devido à carga concentrada unitária na secção i.

Os deslocamentos $[h_{fi}]$ do fecho do arco devidos à carga uniformemente distribuída na aduela (i — 1, i), são:

$$[h_{fi}] = [A_{i-1}] \times [E_i] + [B_{if}]^* \times [D_i] \tag{41}$$

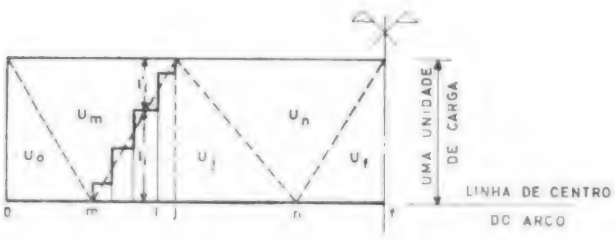


Fig. 6 — Distribuição das cargas unitárias num arco

A fig. 6 indica uma parte do arco representando a posição das consolas e a forma das cargas triangulares unitárias tendo os seus vértices nos pontos o, m, j, n e f que são pontos de intersecção do arco com as consolas. Para cada aduela i podem-se obter dois coeficientes l_i e l'_i que dependem do comprimento da aduela e das posições das consolas, à direita e à esquerda dessa aduela. Tendo em consideração a Eq. 41, os deslocamentos $[h_f]$ no fecho do arco devido às cargas triangulares unitárias $\{U_j\}$ podem ser determinados pela expressão seguinte:

$$[h_f] = \sum_{i=m}^{j} l_i \times [h_{fi}] + \sum_{i=j+1}^{n} l'_i \times [h_{fi}] \tag{42}$$

Uma vez calculados os deslocamentos $[h_f]$ no fecho do arco, para cada carga triangular unitária, é com facilidade que se determinam as incógnitas no fecho (M, N e T) para cada uma das cargas consideradas. Usando a matriz de transformação [B], as incógnitas em cada secção i para cada carga unitária $\{U_j\}$, são obtidas pela expressão:

$$\begin{Bmatrix} M \\ N \\ V \end{Bmatrix} = [B_{jf}] \times \begin{Bmatrix} M \\ N \\ V \end{Bmatrix}_{fU} + \sum_{i=m}^{j} l_i \times [B_{j(i-1)}] \times [E_i] + \sum_{i=j+1}^{n} l'_i \times [B_{j(i-1)}] \times [E_i] \tag{43}$$

Para cada tipo de carga unitária considerada (radial, tangencial, de torsão ou de flexão) o conjunto de forças desconhecidas é determinado para cada secção j. Uma vez determinadas essas forças, os coeficientes k_{ju}, que entram no sistema de Eq. 36, podem ser determinados pela expressão seguinte:

$$[k_{ju}] = [B_{if}]^{*-1} \times [A_j] \times \begin{Bmatrix} M \\ N \\ V \end{Bmatrix}_{fu} + \sum_{i=m}^{j} l_i \times [h_{fi}] + \sum_{i=j+1}^{n} l_i \times [h_{fi}] \tag{44}$$

8 — CÁLCULO DAS CONSOLAS

O cálculo das consolas é muito parecido com o cálculo dos arcos, mas considera as consolas como elemento torcidos pelas razões atrás expostas. Cada consola (Fig. 7) é normalmente consi-

derada dividida em secções j correspondendo às suas intersecções com os arcos e às secções intermédias. A definição dessas secções é completamente obtida pelos dados seguintes:

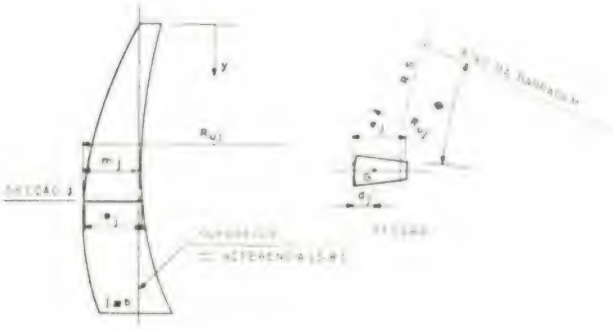


Fig. 7 — Notações para uma consola

e_j — espessura na secção j; m_j = distância da face de montante à superfície de referência; y_j — distância vertical do coroamento até à secção; R_{uj} — raio horizontal da face de montante na secção j; ϕ_j — ângulo da direcção radial da consola com o eixo de simetria (ou com a consola central) da barragem ao nível da secção j.

Para iniciar o cálculo determinam-se não só as forças internas M_b e N_b (momento flector e impulso), devidas à subpressão na base, mas também os coeficientes de deformação da fundação (α_o, γ_o, δ_o, β_o)[6,15].

As consolas são normalmente calculadas para o seu peso próprio e para a componente vertical da pressão hidrostática, associadas com a subpressão na base. No que se refere à componente horizontal da pressão hidrostática, assim como às forças internas de interacção com os arcos (forças verticais e flexões) são consideradas cargas triangulares unitárias. Elas devem ter um valor unitário em cada ponto de cruzamento com o arco e devem ser iguais a zero nos pontos de cruzamentos com os arcos acima e abaixo do anterior.

Determinam-se, em cada secção j, para cada tipo de carga considerada, as seguintes forças internas:

N_j — impulso (vertical)
Q_j — esforço transverso radial (horizontal) e
M_j — momento flector (de eixo horizontal)

Para cada secção, tomando em consideração os dados anteriormente descritos, calculam-se, também, as seguintes características:

S_j — a área da secção;
I_j — momento de inércia da secção;
d_j — distância do centro de gravidade à face de montante

Para calcular os deslocamentos k_j, devidos a cada carga, usa-se a expressão geral que é deduzida fàcilmente da teoria da flexão:

$$k_j = \frac{M_j}{I_j}\,\frac{Y_{j+1}-Y_j}{8}\,(F_{j+1}-E_j) +$$

$$+\frac{1}{2}\sum_{n=j+1}^{b-1}\frac{M_n}{I_n}\,(Y_{n+1}-Y_{n-1})\,(F_n-F_j)\cos(\phi_n-\phi_j)+$$

$$+\frac{M_b}{I_b}\,\frac{(Y_b-Y_{b-1})}{2}\,.\left(\frac{3F_b+F_{b-1}}{4}-F_j\right)+$$

$$+M_b\,\alpha_o\,(F_b-F_j)+L\,\delta_o\,(Y_b-Y_j)\cos(\phi_b-\phi_j)+$$

$$+\frac{1}{2}\,\frac{H_j}{S_j}\,(Y_b-Y_{b-1})+\sum_{n=j+1}^{b-1}\frac{H_n}{S_n}\,(Y_{n+1}-Y_{n-1})+$$

$$+\frac{H_b}{S_b}\,(Y_b-Y_{b-1}) \qquad (45)$$

Nesta expressão b designa a secção da base da consola e as funções F, H e L são respectivamente:

para deslocamentos verticais $z-d,\ \frac{N}{E},\ O;$

para deslocamentos radiais y ,

$$\frac{K}{G}\,Q=\frac{3{,}05}{E}\,Q,\ Q_b$$

considerando $v = 0{,}22$ e $K = 1{,}5$

Também se determinam, em cada ponto de cruzamento com os arcos, rotações de eixo vertical devidas às cargas de torção triangulares do mesmo tipo que as indicadas anteriormente.

9 — COMPUTADORES USADOS

O cálculo anteriormente descrito foi inicialmente programado para um computador Elliott 803-B.

Em geral são usados cinco programas sucessivos:

1) Características geométricas dos arcos e das consolas obtidas através da definição matemática das formas[2] e divisão destes elementos em aduelas;

2) Cálculo de arcos para três tipos de cargas unitárias (radiais, tangenciais e de flexão de eixo vertical);

3) Cálculo das consolas para quatro tipos de cargas unitárias (radiais, verticais, flexões horizontais e torsões de eixo vertical);

4) Estabelecimento e resolução do sistema de equações;

5) Cálculo dos deslocamentos, tensões normais e tangenciais nos arcos e nas consolas e cálculo das tensões principais nos paramentos.

Estes programas estão agora a ser usados no novo computador NCR-4100, depois de terem sido traduzidos em ALGOL. Este computador poderá realizar o cálculo completo numa única operação.

10 — COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS POR AJUSTAMENTO COMPLETO COM OS RESULTADOS OBTIDOS POR OUTROS MÉTODOS

Uma das melhores verificações sobre a precisão do método de ajustamento completo é a que se obtém pela comparação dos resultados obtidos com vários métodos apresentados ao Simpósio de 1968 de Barragens Abóbada[5].

Esta reunião foi realizada na Institution of Civil Engeneers, de Londres, para apresentar e discutir os resultados de um programa de investigação, neste campo, com 10 anos, realizado em várias universidades britânicas. Este esforço teve o apoio financeiro da CIRIA, «Construction Industry Research and Information Association».

No Simpósio foi apresentada uma comparação crítica de resultados dos vários métodos, com ensaios de modelos para quatro barragens típicas, através de diagramas de resultados. Esses diagramas de cálculo são agora aqui comparados com os diagramas obtidos pelo método de ajustamento completo, para as barragens tipo 1 e tipo 5. A barragem tipo 1 é uma barragem cilíndrica, de espessura constante, inserida num vale rígido trapezoidal. A barragem tipo 5, é uma barragem de dupla curvatura, com arcos de espessura constante, muito semelhante às formas da barragem do Cabril, especialmente à do paramento de montante, e também inserida num vale trapezoidal. A barragem tipo 1 foi considerada com 30 metros de altura e a barragem tipo 5 com 120 metros de altura (6 unidades de comprimento) (ver Ref. 5).

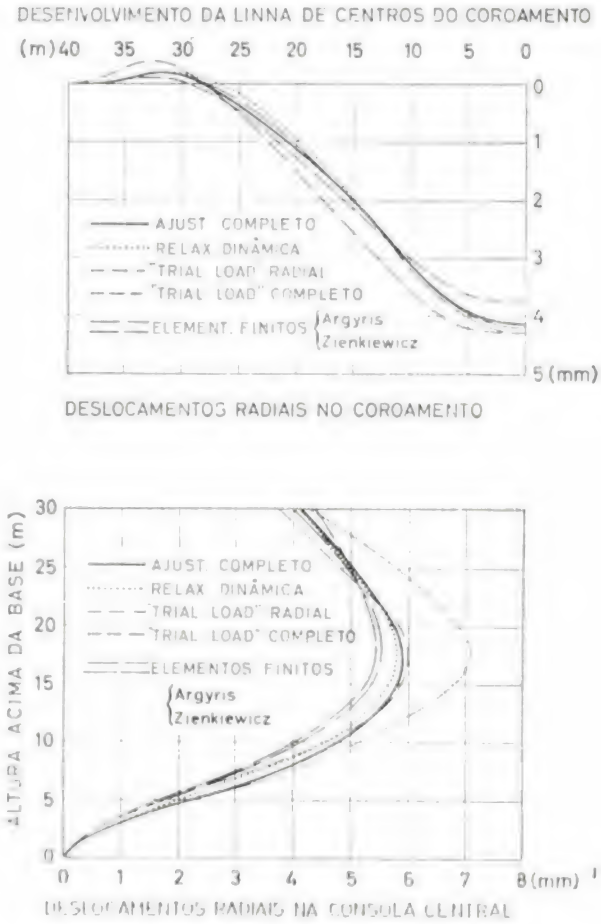


Fig. 8 — Barragem CIRIA Tipo-1 — Comparação dos deslocamentos

As figs. 8 e 9 apresentam os valores dos deslocamentos radiais, tangenciais horizontais e verticais ao longo do coroamento e do eixo da barragem (consola central), no caso da barragem tipo 1, obtidos pelo método de ajustamento completo e por métodos britânicos e, também, os

obtidos pelo método «trial load», só com ajustamento radial, calculados no Bureau of Reclamation. Como se pode verificar nestas figuras, os resultados do método de ajustamento completo concordam, muito exactamente, com os obtidos com os outros métodos e, em especial, com o método de relaxação dinâmica.

Também se pode concluir que as diferenças entre os vários métodos não são significativas, com a excepção dos resultados obtidos pelo «trial load» radial. Isto indica que se pode considerar já realizada a solução matemática do problema estrutural das barragens em abóbada e em casca.

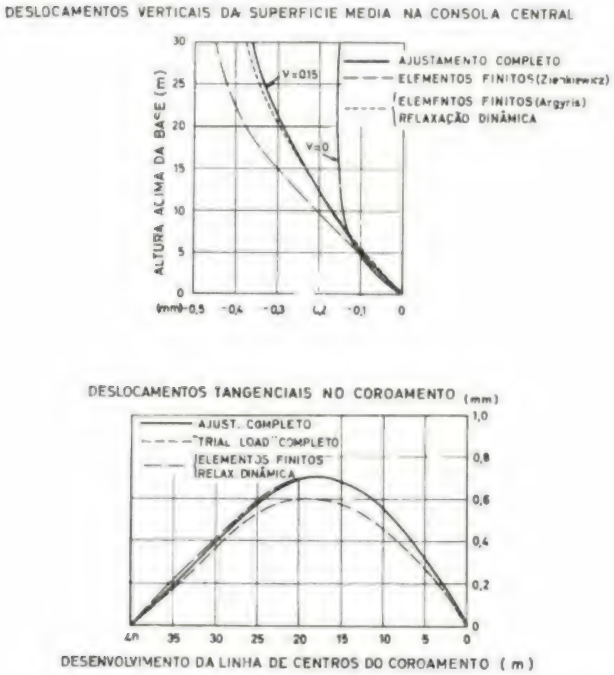


Fig. 9 — Barragem CIRIA tipo 1 — Comparação dos deslocamentos verticais e tangenciais horizontais

A fig. 10 apresenta as tensões normais, verticais e horizontais, no eixo da barragem (consola central). Também aqui o acordo entre os vários métodos é excelente, notando-se uma concordância quase perfeita entre o método de ajustamento completo e o método da relaxação dinâmica.

Os únicos valores completos das tensões nos paramentos da barragem, que foram apresentados durante o Simpósio, foram os obtidos pela relaxação dinâmica [17], tendo esse método indicado as tensões principais em termos das linhas de igual valor da tensão principal máxima e da tensão principal mínima em cada ponto dos paramentos.

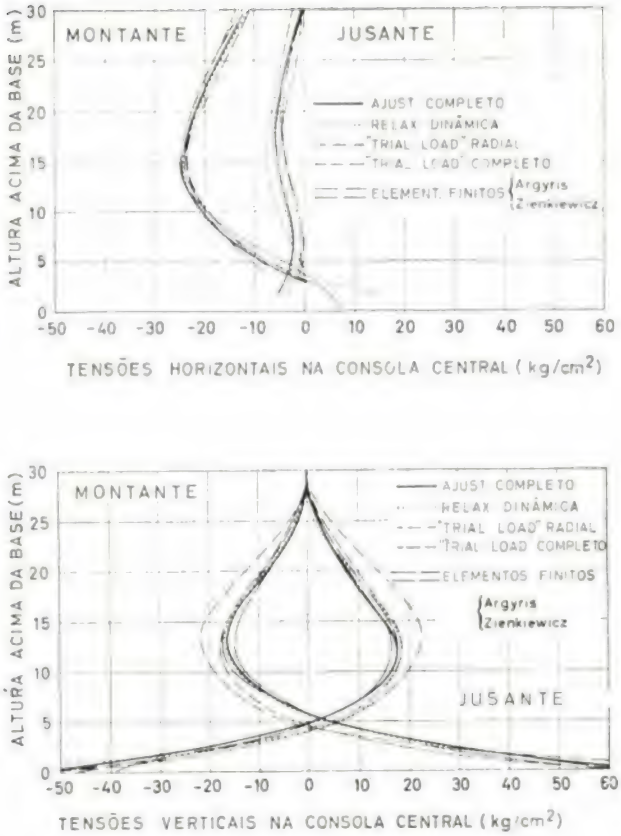


Fig. 10 — Barragem CIRIA tipo 1 — Comparação de tensões horizontais e tensões verticais normais

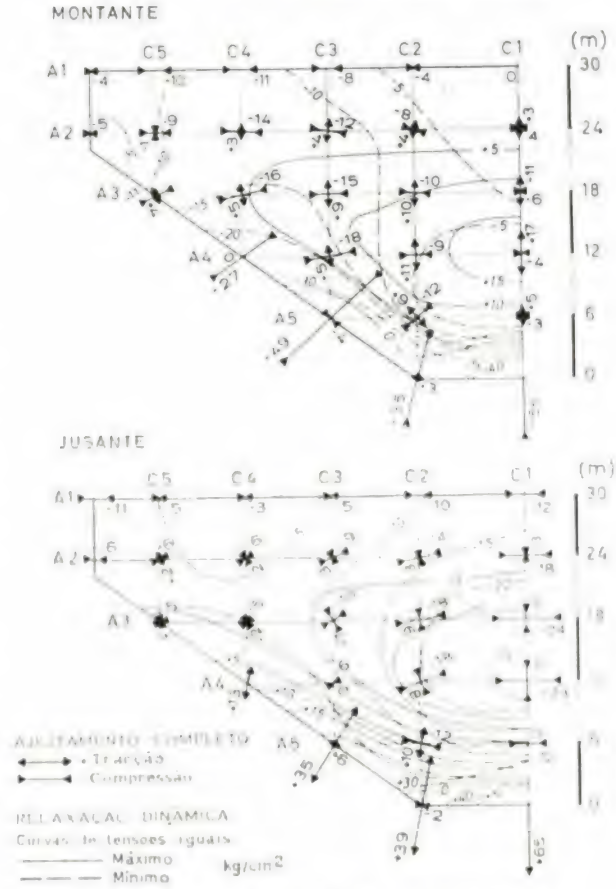


Fig. 11 — Barragem CIRIA tipo 1 — Comparação das tensões principais

A Fig. 11 apresenta a comparação dessas linhas de iguais valores das tensões principais máximas, obtidas por esse método, em comparação com os valores das tensões em pontos de cruzamento arco-consola obtidas pelo método de ajustamento completo. Como se pode verificar, os resultados têm o acordo perfeito em toda a região central da barragem. De facto, nessa região, as diferenças entre as tensões principais,

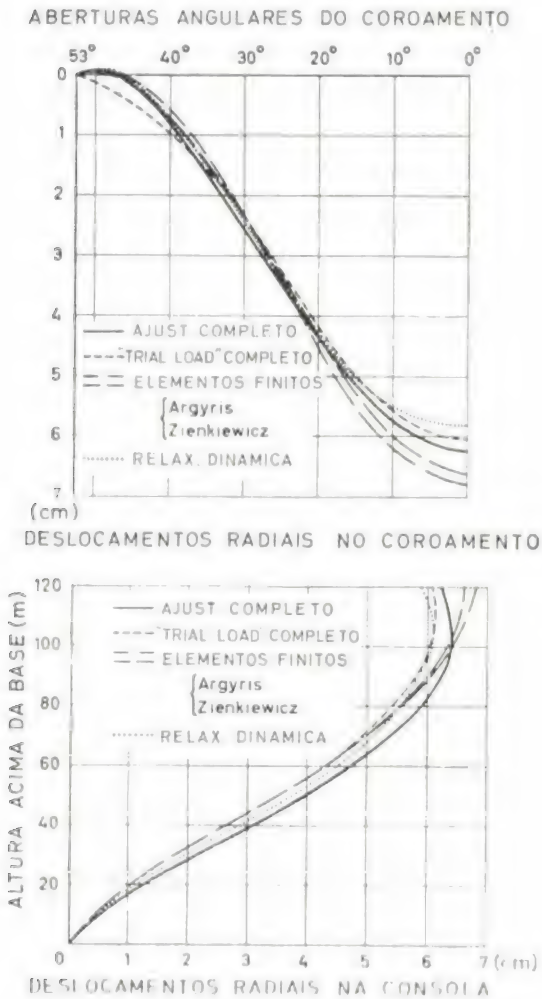


Fig. 12 — Barragem CIRIA tipo 5 — Comparação dos deslocamentos radiais

em ambos os métodos, não são superiores, em nenhum caso, a uns poucos kg/cm². Todavia, próximo das fundações, há discrepâncias que podem ser atribuídas ao carácter de cada método e também à dimensão das malhas usadas num e noutro método. Há que ter em conta que, junto das fundações, o método de ajustamento completo admite uma distribuição linear de tensões, mesmo na própria superfície de fundação, enquanto que o método de relaxação dinâmica, como o método da teoria da elasticidade, chega a tensões que teriam valores infinitos nos ângu-

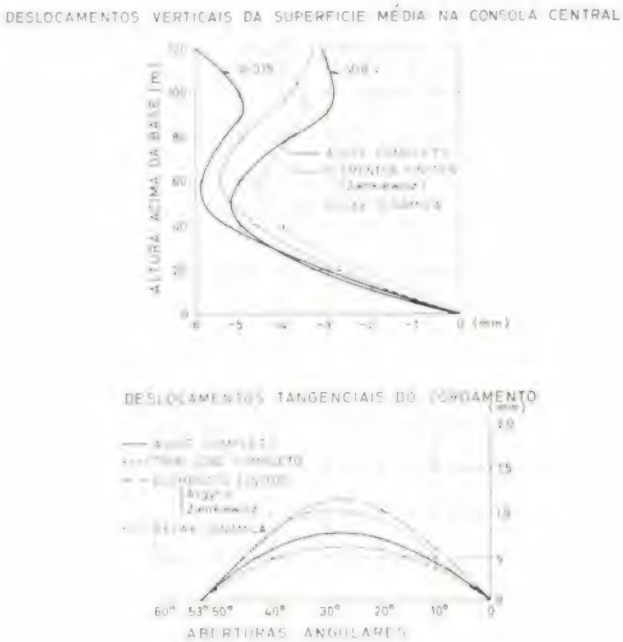


Fig. 13 — Carragem CIRIA tipo 5 — Comparação dos deslocamentos verticais e tangenciais horizontais

los entre os paramentos e as fundações, se a malha fosse infinitesimal. Para malhas tendo dimensões semelhantes às distâncias entre arcos e consolas, as tensões deverão ser semelhantes, o que, de facto, se verifica.

No que se refere à barragem do tipo 5, nas Figs. 12 e 13 comparam-se os deslocamentos obtidos pelos vários métodos apresentados no Simpósio[5], com os obtidos pelo método de ajustamento completo. Também aqui o acordo dos resultados com a relaxação dinâmica é muito melhor do que com qualquer outro método. Pode-se observar que as tensões normais horizontais, ao longo do eixo da barragem (consola central), e as tensões normais verticais na mesma secção, têm um acordo bastante perfeito (Fig. 14).

As únicas tensões nos paramentos da barragem tipo 5, que foram apresentados durante o Simpósio, foram as obtidas pela relaxação dinâmica, e essas tensões foram apresentadas em termos de tensões normais verticais e tensões normais horizontais[17] (Figs. 15 e 16). De igual modo, essas tensões são comparadas nessas figuras com os valores obtidos pelo método de ajustamento

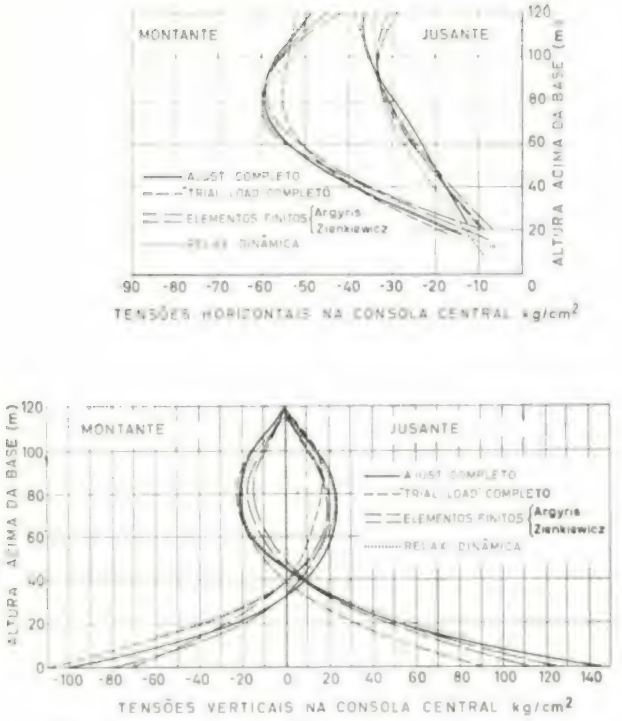


Fig. 14 — Barragem CIRIA tipo 5 — Comparação das tensões verticais e horizontais normais

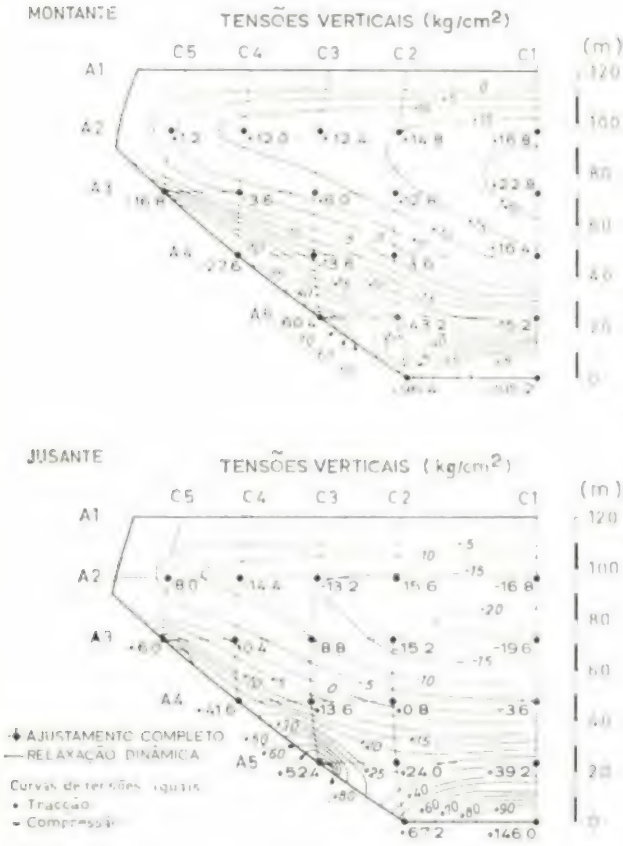


Fig 15 — Barragem CIRIA tipo 5 — Comparação das tensões normais verticais

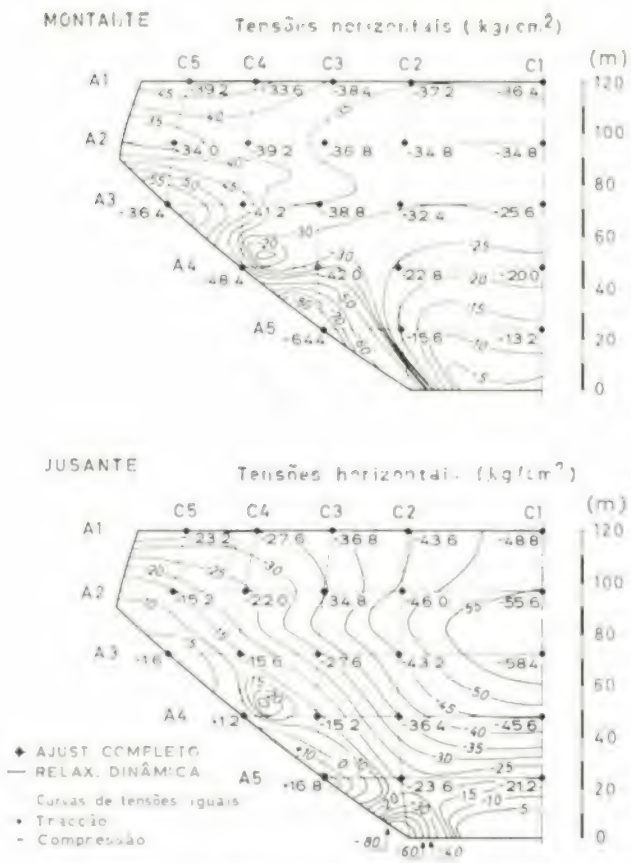


Fig. 16 — Barragem CIRIA tipo 5
Comparação das tensões normais horizontais

completo. Uma vez mais o acordo entre os resultados é excelente para toda a parte central da barragem, ainda que os dois métodos difiram bastante nos seus princípios. Finalmente, a Fig. 17 apresenta as tensões principais nos paramentos obtidas pelo método de ajustamento completo, não tendo sido possível fazer comparação dessas tensões principais com valores obtidos por qualquer outro método porque, até hoje, ainda o não conhecemos que tais valores de tensões principais tenham sido publicados.

11 — INFLUÊNCIA DAS DISTORÇÕES DEVIDAS AO CORTE RADIAL E INFLUÊNCIAS DA CURVATURA DA ADUELA

No Cap. 3 faz-se referência ao facto de que as distorções angulares ϑ_x e ϑ_y poderiam ser desprezadas nos cálculos, especialmente no caso de barragens finas. Os cálculos cujos resultados foram apresentados no Cap. anterior, para a barragem do tipo 5, permitem uma estimativa da importância daquela hipótese. Para esse efeito,

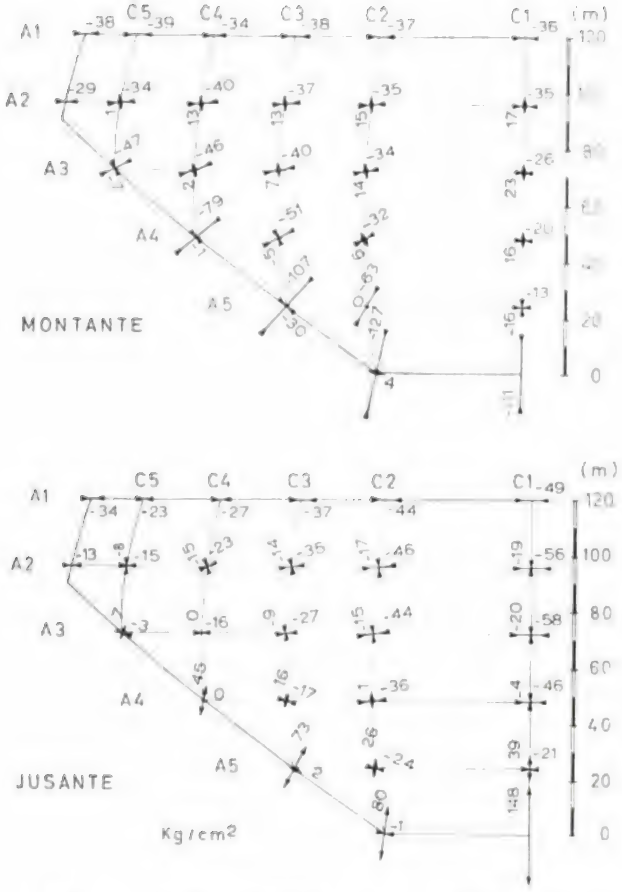


Fig. 17 — Barragem CIRIA tipo 5 — Tensões principais obtidas nos paramentos pelo «Metodo de ajustamento completo»

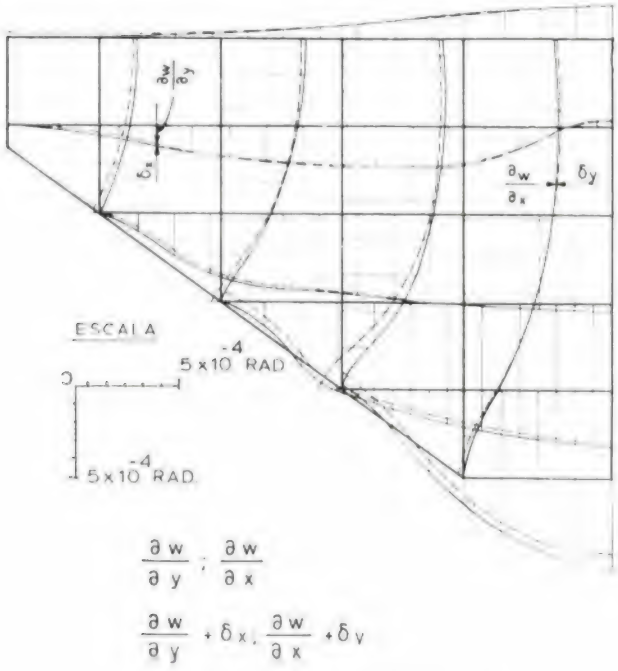


Fig. 18 — Barragem CIRIA tipo 5
Comparação das rotações e distorções angulares

calcularam-se os valores das rotações nas secções horizontais e verticais, $\frac{\partial w}{\partial x}$ e de $\frac{\partial w}{\partial y}$, e também os valores das distorções angulares δ_x e δ_y. Estas distorções foram obtidas a partir dos valores das tensões tangenciais. A Fig. 18 indica os diagramas daquelas rotações e o diagrama das suas somas com as correspondentes distorções angulares. Como os dois diagramas diferem apenas muito ligeiramente, pode concluir-se que o efeito das distorções angulares é, em geral, desprezável.

Também se considerou com interesse determinar a ordem de grandeza do erro cometido quando N_{xy} e N_{yx} são considerados iguais entre

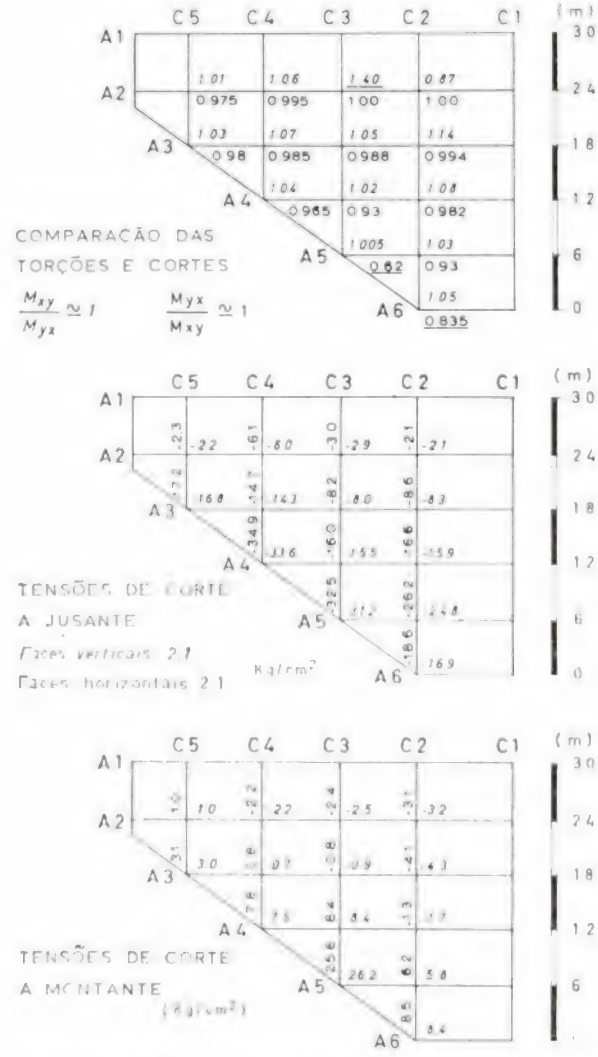


Fig. 19 — Barragem CIRIA tipo 5 — Influência da curvatura nos momentos de torção e esforços transversos que actuam nas faces horizontal e vertical das aduelas de cruzamento arco-consola tangenciais nos paramentos de montante e jusante

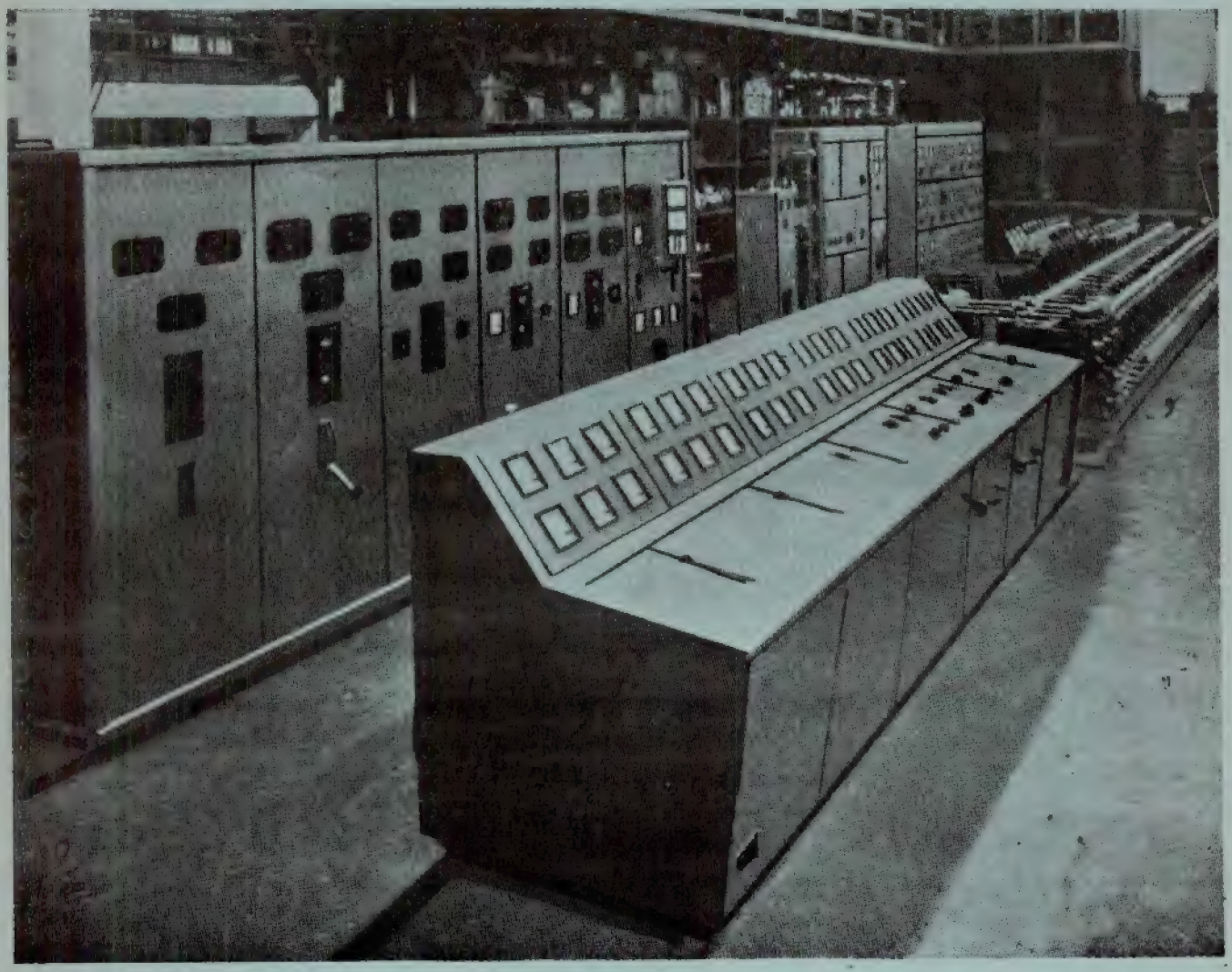
JAYME DA COSTA, L^DA

MECÂNICA E ELECTRICIDADE EM TODAS AS APLICAÇÕES

PORTO
Praça da Batalha, 12
Telef. 2 28 12 (PPC)

LISBOA
Rua dos Correeiros, 14
Telef. 32 70 35 (PPC)

LUANDA
Cx. Postal 5174
Telef. 4743

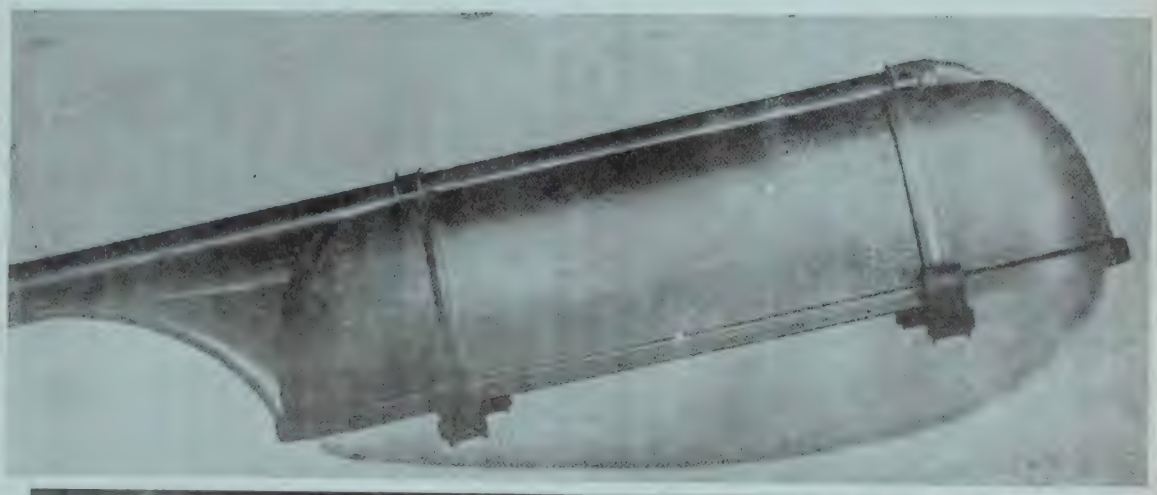


Material fabricado nas nossas oficinas, pronto para expedição

- Fabricação de aparelhagem eléctrica de alta e baixa tensão
- Equipamentos electromecânicos completos para centrais e fábricas
- Postos de transformação tipo monobloco
- Quadros blindados, capsulados e em armário
- Armaduras de iluminação de todos os tipos
- Contadores eléctricos e instrumentos de medida
- Telemedida e telecomando
- Instalações elevatórias de água
- Instalações de saneamento e esgotos
- Ferramentas de corte
- Motores Diesel industriais e marítimos
- Fogões eléctricos
- Frigoríficos
- Ventilação e condicionamento de ar
- Aparelhagem de Raios X e electromedicina

ARMADURA DE ILUMINAÇÃO

TIPO **HM**



1. Aparelhos para iluminações de prestígio.
2. Reflectores reguláveis de grande superfície alojados em carcaças amplas.
3. Modelos com e sem incorporação dos acessórios vapor de mercúrio.

CONSTRUÇÕES ELÉCTRICAS SCHRÉDER, LDA.

R. JOSÉ FONTANA, 25 - LISBOA 1 - Telef. 56 10 01

si (e iguais a $\bar{T}$), i.e., quando a curvatura da barragem pode ser desprezada nas condições de equilíbrio das aduelas (ver Eq. 31 e 9f), e ainda quando se consideram M_{xy} e M_{yx} iguais entre si (e iguais a M_t). Com este propósito foram calculados os valores das relações de N_{yx}/N_{xy} e de M_{xy}/M_{yx}, que são apresentados, na Fig. 19. Os valores de M_{yx} e de N_{xy} foram obtidos a partir das Eq. 24 e 25. Uma vez que os valores das relações atrás referidas são muito próximos da unidade, pode concluir-se que a hipótese anterior é aceitável. Na Fig. 19 podem observar-se três discrepâncias que necessitam de uma explicação. No cruzamento C3-A2 o valor de M_{xy} é muito pequeno, o que faz com que a relação com M_{yx} seja muito maior do que a unidade. No que respeita às relações entre N_{yx} e N_{xy}, nos cruzamentos A5—C3 e A6—C2, o erro resulta do facto de que as derivadas dos momentos, próximo dos extremos dos arcos, são determinadas com uma precisão que depende da distância entre as consolas. Já se verificou que se se tomar uma malha de arcos e consolas mais fina do que a usada neste caso, este erro resulta muito mais pequeno.

Por outro lado ainda, com a finalidade de estimar a influência da hipótese de que $N_{xy} = N_{yx} = T$ e $M_{xy} = M_{yx} = M_t$, nos resultados finais, calcularam-se os valores das tensões de corte nas faces horizontais e verticais da aduela. Na Fig. 19 mostram-se os valores destas tensões tangenciais nos paramentos de montante e de jusante da barragem. Pode verificar-se que os valores das tensões tangenciais nas faces horizontais e verticais são muito próximos um do outro. Conclui-se daqui que o erro das tensões principais, que resulta da hipótese que vimos fazendo, é desprezável. Uma vez que a barragem tipo 5 tem uma espessura e uma curvatura de valor médio, parece que se pode tirar a conclusão de que aquela hipótese ainda é aceitável em barragens relativamente espessas.

12 — COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DOS MODELOS

Recentemente foram projectadas um número relativamente elevado de barragens de arcos de três centros[2], algumas das quais foram objecto

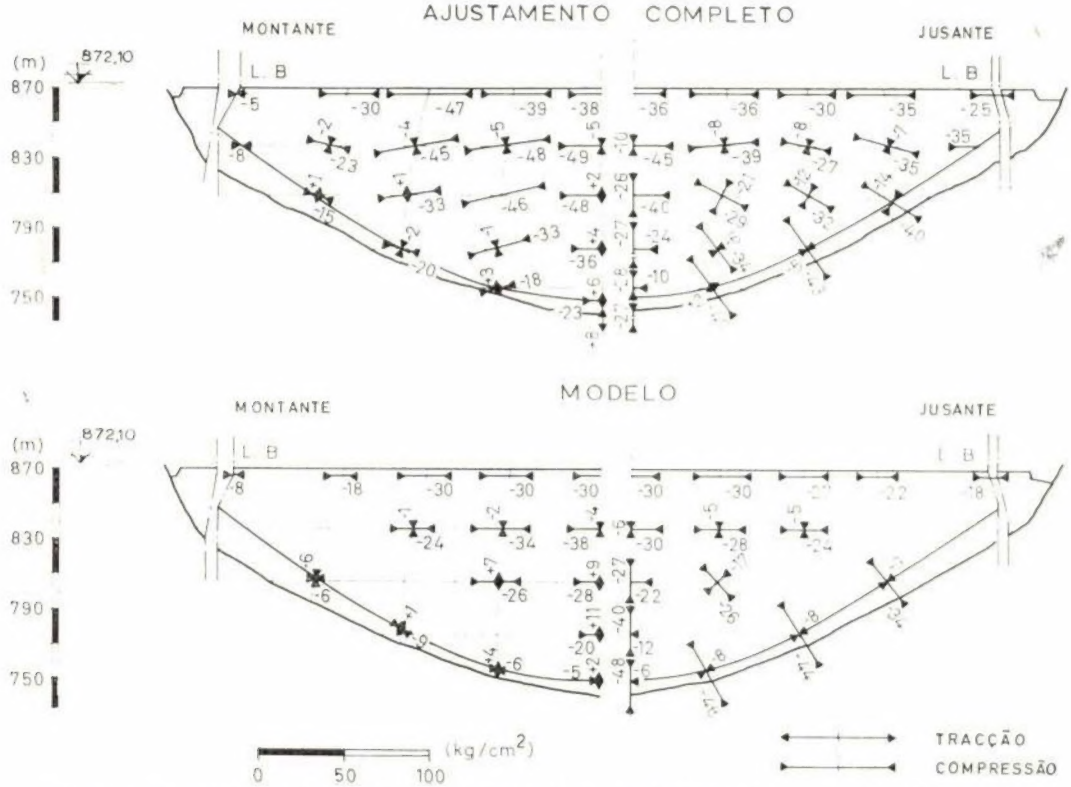


Fig. 20 — Barragem de ATAZAR - Tensões principais obtidas pelo método de ajustamento completo e por ensaio em modelo

de ensaios estruturais de modelos e foram também calculadas pelo método de ajustamento completo. Os resultados obtidos para a barragem de Atazar (de 135 m de altura) e para a barragem do Funil (de 92 m de altura), respectivamente na Espanha e no Brasil, foram comparados, noutra publicação, e aqui são indicados nas Figs. 20 e 21. Como se verifica, os valores máximos das tensões são aproximadamente, da mesma ordem de grandeza tanto pelo modelo como pelo cálculo, e tanto no fecho da barragem como junto das nascenças. No caso da barragem do Funil, pode dizer-se que o acordo é excelente e que os valores máximos das tensões, tanto no fecho dos arcos, como ao longo dos limites da casca, são muito aproximadamente iguais.

Comparações semelhantes foram feitas, também recentemente, para a barragem de Montanejos (de 180 m de altura). Nesta barragem a fundação tem um módulo de elasticidade igual ao do betão, tendo os modelos estruturais sido realizados e ensaiados no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em Lisboa, tal como no caso das duas barragens anteriores. A Fig. 22 indica a comparação dos deslocamentos radiais e das tensões médias nos paramentos dessa barragem. A Fig. 23 refere-se à barragem de Gran Suarna e apresenta a comparação das tensões obtidas por modelos estruturais ensaiados no Laboratório Central de Madrid e os obtidos pelo cálculo. Trata-se de uma grande obra com 160 metros de altura. Tanto num caso como noutro o acordo com as tensões principais máximas é excelente. Em geral, os valores nos pontos mais solicitados apresentam desvios aceitáveis, uma vez que se tome em consideração que os erros e as indeterminações da construção de modelo e das medidas das deformações é da ordem de grandeza de 2 + 0,02 × o valor da tensão, o que quer dizer que, para tensões da ordem de grandeza de 60 kg/cm², é da ordem dos 7 kg/cm².

Realizaram-se, ùltimamente, cálculos bastante completos da barragem de Almendra (com 200 m de altura), em Espanha, para várias fases de construção, da injecção das juntas e da pressão hidrostática, uma vez que a albufeira vai ser cheia, em várias fases, ao longo dos anos 1969 e 1970. Os valores obtidos para os níveis

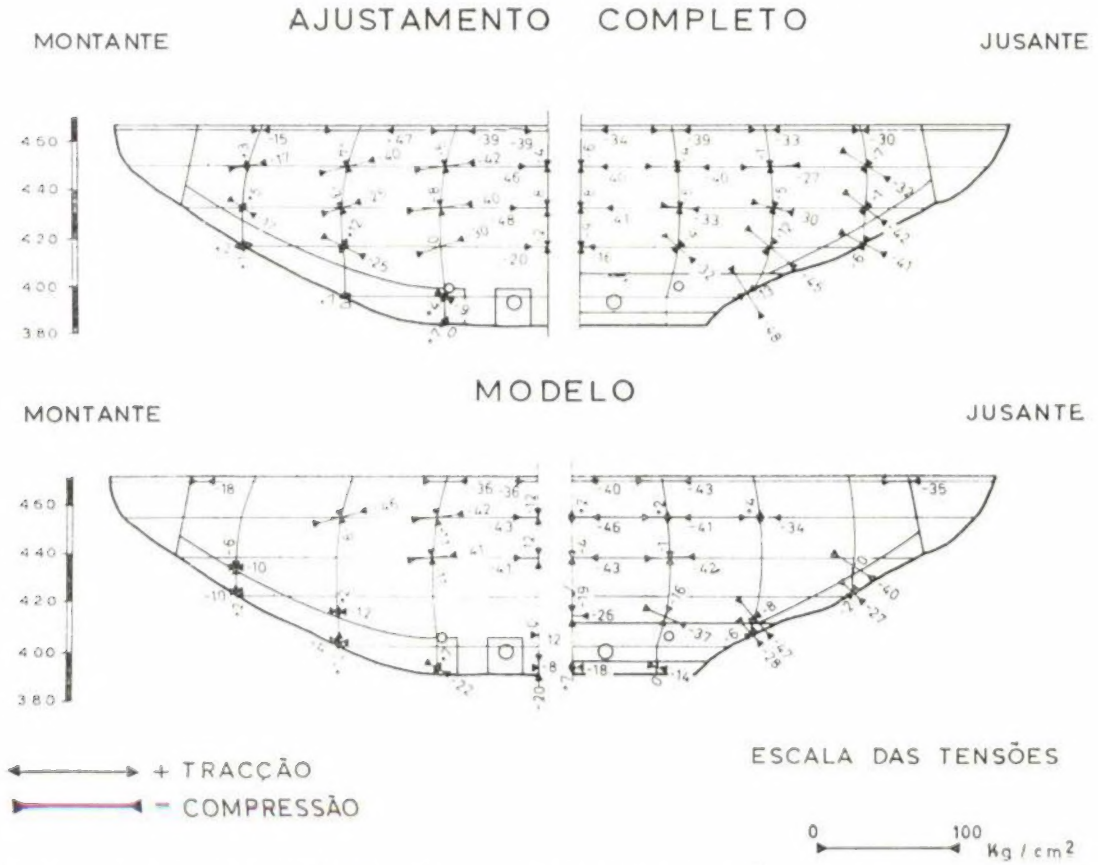


Fig. 21 — Barragem do SALTO DE FUNIL — Tensões principais obtidas pelo método de ajustamento completo e por ensaio em modelo

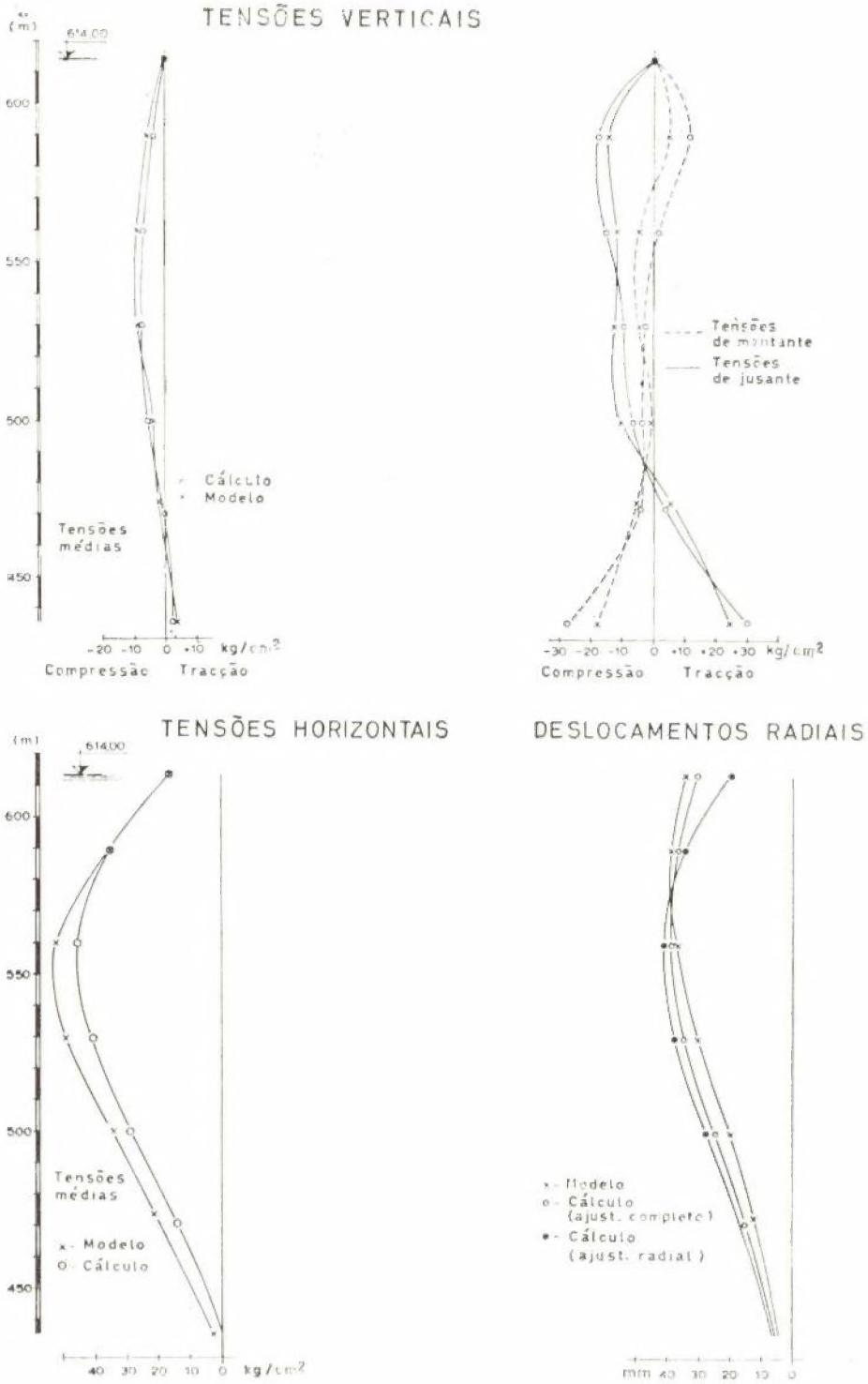


Fig. 22 — Barragem de MONTANEJOS — Deslocamentos radiais e tensões médias no eixo da barragem obtidas pelo método de ajustamento completo e por ensaio em modelo

máximos concordam, muito favoràvelmente, com resultados de ensaios de modelos conduzidos em 1962 no Laboratório Nacional de Engenharia Civil. É intenção comparar esses resultados com observações feitas na barragem, das quais está encarregada a empresa CONSULPRESA, de Madrid, e também com ensaios de modelo que estão sendo levados a cabo no Laboratório de Bergamo, em Itália. As Figs. 24 e 25 indicam os cálculos realizados e também os resultados desses cálculos para o nível máximo da água na albufeira.

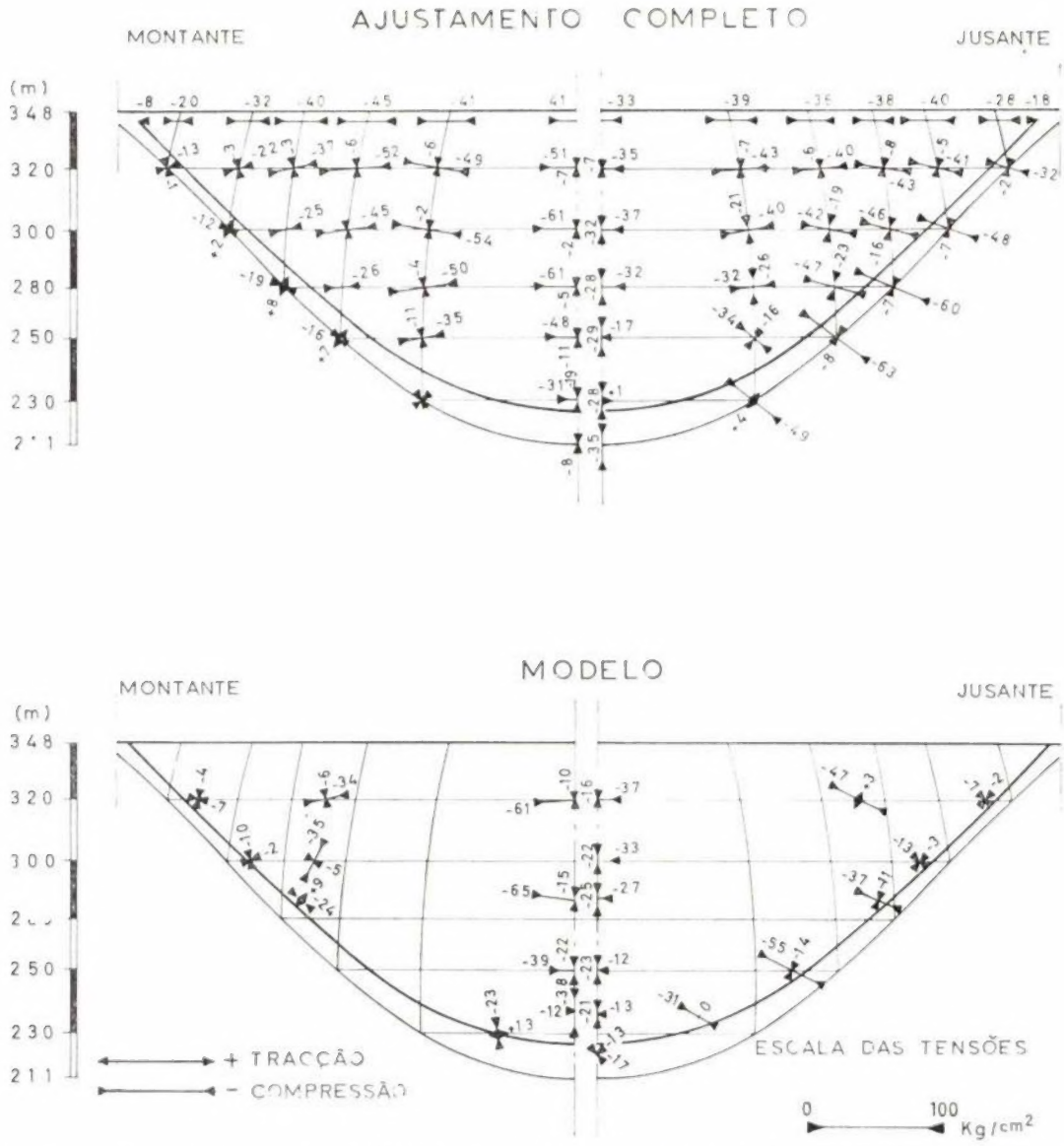


Fig. 23 — Barragem de GRAN SUARNA — Tensões principais obtidas pelo método de ajustamento completo e por ensaio em modelo

13 — SUMÁRIO E CONCLUSÕES

O método de ajustamento completo, para o cálculo das barragens abóbada, baseia-se na divisão da estrutura em dois sistemas de elementos, um sistema de arcos e outro de consolas. Tal como o método «Trial load», do Bureau of Reclamation, dos Estados Unidos, este método toma como base as hipóteses da resistência de materiais, nomeadamente de que as tensões têm uma distribuição linear ao longo da espessura e que as tensões normais radiais podem ser desprezadas. Em resumo, pode dizer-se que o método segue os princípios básicos do método «trial load», ainda que a resolução da distribuição de cargas entre os dois sistemas de elementos se faça por sistemas de equações.

A divisão da barragem em aduelas, pertencentes tanto a arcos como a consolas, permite uma consideração correcta das condições de equilíbrio. Por outro lado, consideram-se todas as forças interiores actuando nas faces dessas aduelas, assim como os deslocamentos verticais e as rotações das duas normais às faces interiores das aduelas. Uma vez que tanto os deslocamentos tangenciais como os deslocamentos verticais estão relacionados com as tensões de corte tangenciais, esses deslocamentos não podem ser considerados separadamente e devem-no ser em conjunto. As condições de continuidade e de equilíbrio